

DE L'INSTITUT TECHNIQUE

DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

REVUE MENSUELLE

JUILLET-AOUT 1957

Dixième année, N^{os} 115-116

SOMMAIRE

	Pages
N. ESQUILLAN, La reconstruction du viaduc de la Voulte premier grand pont rail français en béton précontraint	613
Série : Travaux publics (45)	
T. JEAN-BLOCH, L'usine Thomson-Houston à Angers.	641
Série : Béton précontraint (24)	
J. DUPRAT, Notes sur l'industrie du bâtiment aux États-Unis recueillies au cours d'un voyage d'études organisé par la Société Centrale Immobilière de la Caisse des Dépôts	655
Série : Architecture et Urbanisme (25)	
J. DUTHEIL, La stabilité des colonnes en acier soumises au flambement-déversement. Réflexions à propos des recherches récentes de MM. Campus et Massonnet sur le flambement de colonnes en acier A 37 en profil en double té, sollicitées obliquement	679
Série : Construction métallique (25)	
G. DAWANCE, Mesures et effets des vibrations dans les immeubles d'habitation et les bâtiments industriels	713
Série : Essais et mesures (39)	
Documentation technique réunie en avril 1957	729
Documentation technique (106)	

**CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES
ET DE DOCUMENTATION TECHNIQUE**

6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS (XVI^e)

**LABORATOIRES DU BATIMENT
ET DES TRAVAUX PUBLICS**

12, RUE BRANCION, PARIS (XV^e)

BUREAU SECURITAS

4, 6, RUE DU COLONEL DRIANT, PARIS (I^{er})

**CENTRE D'INFORMATION ET DE
DOCUMENTATION DU BATIMENT**

100, RUE DU CHERCHE-MIDI, PARIS (VI^e)

Édité par **La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics**
(Société à responsabilité limitée au capital de 3 000 000 F)

C. C. P. PARIS 8524-12

6, rue Paul-Valéry, PARIS-XVI^e

Tél. : KLÉber 48-20

ANNONCES

QUATRIÈME CONGRÈS INTERNATIONAL DES DISTRIBUTIONS D'EAU

L'association internationale des Distributions d'Eau organise son quatrième Congrès sous le Haut Patronage de Sa Majesté le Roi, du gouvernement belge, de M. le Commissaire général du gouvernement près l'Exposition Universelle et Internationale de Bruxelles 1958 et de M. le Bourgmestre de la Ville de Bruxelles, Président du Comité exécutif de la Société de l'Exposition, lequel se tiendra à Bruxelles du 24 au 31 mai 1958.

Le programme scientifique comporte sept sujets principaux :

- Lutte contre les odeurs et mauvais goûts des eaux de consommation.
- L'utilisation des matières plastiques pour la confection des tuyaux et des appareils divers employés en distribution d'eau.
- Prospection et captage des eaux souterraines par puits et forages.
- Les problèmes que pose l'alimentation en eau potable dans les pays sous-développés.
- Traitement de l'eau par « storage », coagulation et sédimentation.
- Récents développements dans la construction des ouvrages de Génie Civil des distributions d'eau.
- Aspects légal et technique du contrôle public des eaux de consommation.

Pour tous renseignements complémentaires, s'adresser au :

Comité Belge d'organisation
Belgian Organizing Committee,
10, square Ambiorix Bruxelles, 4. — Tél. 33-87-63.

Les revues CHAUD-FROID-PLOMBERIE ET LE CHAUFFAGE AU MAZOUT viennent de créer deux prix annuels : l'un *littéraire de vulgarisation technique*, l'autre de *recherche technique et pratique*, en faveur du progrès des Industries du Chauffage et du Sanitaire.

1 000 000 de francs, dont un *Grand Prix de deux cent mille francs*, récompenseront les lauréats de ces prix, ouverts à tous sans distinction de nationalité.

Renseignements et règlement aux Editions Parisiennes, 2, avenue du Général-Leclerc, Paris (14^e) Suf. 95-99 et 97-71.

CRÉATION D'UN CENTRE DE HAUTES ÉTUDES DU BÉTON ARMÉ ET PRÉCONTRAIT

La Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé de France et de l'Union Française devant la pénurie d'Ingénieurs hautement spécialisés qui sont nécessaires à la profession vient de décider la création d'un centre de Hautes Etudes du Béton Armé et Précontraint (C. H. E. B. A. P.).

Ce centre fonctionnera à Paris, dès octobre prochain.

Durée des études : une année scolaire.

Études gratuites pour les auditeurs réguliers français.

Recrutement des auditeurs réguliers français ou étrangers : sur titres parmi les Ingénieurs possédant un diplôme garantissant que les intéressés possèdent les notions de base des matières enseignées (mathématiques, résistance des matériaux, béton armé, etc...)

Caractéristique de l'enseignement :

Études de cas concrets sous la direction d'Ingénieurs qualifiés des entreprises — Cours magistraux (compléments de résistance des matériaux — composition du ciment — aciers et ferrallages, coffrages — fabrication et mise en œuvre du béton, etc... étude des différents types d'ouvrages) complétés par des travaux de laboratoire et des visites de chantiers.

Les inscriptions sont reçues jusqu'au 15 septembre 1957 à l'adresse suivante :

Chambre Syndicale des Constructeurs en Ciment Armé,
3, rue de Lutèce, Paris (IV^e)

où tous renseignements complémentaires pourront être demandés.

VIENT DE PARAÎTRE

un ouvrage attendu par tous les constructeurs

LA PEINTURE EN BATIMENT : PRESCRIPTIONS TECHNIQUES

présenté par

le Centre d'Information et de Documentation du Bâtiment.

Cet ouvrage est présenté de façon que l'utilisateur trouve rapidement, à partir de son problème particulier, quelles sont les opérations indispensables à effectuer et les genres de peinture à employer pour obtenir les meilleurs résultats.

Il facilitera, notamment, aux maîtres d'œuvre la rédaction de leur cahier des charges et leur permettra de contrôler aisément les travaux du peintre. Il sera, pour ce dernier, un aide-mémoire précieux, qui lui fournira une base d'appréciation et de discussion commode lors de l'établissement de ses devis.

A la fin du volume proprement dit, se placent des fiches techniques de fabricants se référant aux spécifications de l'ouvrage. La Société d'édition pourra envoyer aux possesseurs de l'ouvrage les nouvelles fiches au fur et à mesure que les fabricants en feront élaborer.

La publication sur feuillets mobiles permet d'insérer dans le volume les fiches reçues, ainsi que les addenda de mise à jour.

L'ouvrage 21 x 27, reliure rigide, impression dorée... 2 400 F

Franco... 2 495 F

Édition L'Information du Bâtiment, 100, rue du Cherche-Midi, Paris (6^e).

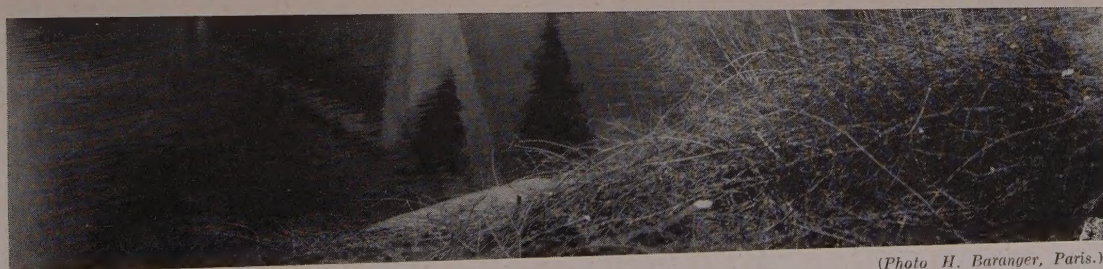
(Voir suite page 3 de la couverture)

ERRATA

Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics N° 113, mai 1957.
Manuel de la Construction Métallique (13) — POTEAUX

Page 433

Colonne	Ligne	Au lieu de :	Lire :
1	10	$r_t = 8,00 \text{ cm}$	$r_t = 1,87 \text{ cm}$
	12	$\dots = \frac{72}{8} = 9$	$\dots = \frac{72}{1,87} = 38,5$
	15	$n_{1t} = 17,9 \text{ kg/mm}^2$	$n_{1t} = 17,0 \text{ kg/mm}^2$
2	13	$\dots \leq 17,90 (1 - 0,2 \times 0,06)$	$\dots \leq 17,0 (1 - 0,2 \times 0,06)$
	14	$\dots \leq 17,90 \times 0,988$	$\dots \leq 17,0 \times 0,988$
	15	$16,43 < 17,69$	$16,43 < 16,8$
	26	$\dots [0,2 \times 1790 \times 0,06 + \dots$	$\dots [0,2 \times 1700 \times 0,06 + \dots$
	28	$\dots (21,48 + 66,95)$	$\dots (20,40 + 66,95)$
	29	$\frac{2010 \times 88,43 \times \pi}{1600}$	$\frac{2010 \times 87,35 \times \pi}{1600}$
	30	$= 349 \sim 350 \text{ kg}$	$= 345 \sim 350 \text{ kg}$



(Photo H. Baranger, Paris.)

FIG. 1. — Vue de l'ouvrage terminé.

La séance a eu lieu le 18 juin 1956 dans la salle des conférences de la Société des Ingénieurs Civils de France, sous la présidence de MM. Fourment, Président de la Société des Ingénieurs Civils de France, Grelot, Président de l'Association Française des Ponts et Charpentes, Billiard, Président de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.

M. Robert Lévi, Président de la deuxième Section (Industrie des Transports) de la Société des Ingénieurs Civils de France, Directeur du Service Central des Installations Fixes à la S.N.C.F., présente le conférencier, M. Esquillan, Président de la première Section des Ingénieurs Civils de France (Travaux Publics et Constructions Civiles).

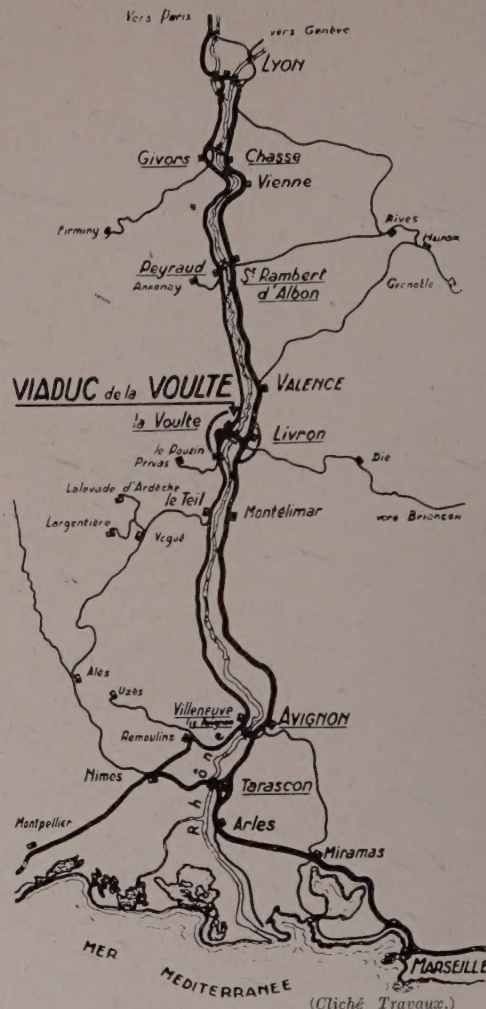


FIG. 2. — Plan de situation

RÉSUMÉ

L'ancien viaduc de la Voulte détruit en 1944 a été remplacé par cinq travées identiques de 60 m entre axes des piles. Chaque travée est constituée par des portiques en béton précontraint de 56 m de portée entre axes des articulations et de 10 m de flèche. Le tablier de 5,50 m de largeur est à section tubulaire à trois alvéoles. Des travées indépendantes de 8 m de portée s'appuyant sur les béquilles assurent la continuité du tablier sur piles et sur culées.

Le processus d'exécution d'une rive vers l'autre comportait essentiellement :

- La construction préalable et symétrique des béquilles d'une pile;

- La réalisation des traverses par voussoirs successifs en porte à faux à l'avancement et symétriquement par rapport à l'axe d'une travée, au moyen de coffrages semi-glissants supportés par des passerelles suspendues à un pont Bailey.

Un mode de précontrainte au moyen de faisceaux de fils mis en tension par déviation hélicoïdale a été imaginé et mis au point spécialement pour ce viaduc.

SUMMARY

The old metallic Voulte viaduct, destroyed in 1944, has been replaced by 5 identical spans of 200 ft between the centre lines of piers. Each span consists of prestressed concrete portal frames 185 ft long between hinges, with a rise of 33 ft. The 18 ft wide bridge deck is of three cell tubular section. 26 ft independent girders supported on legs ensure the continuity of the bridge deck on piers and abutments.

The process of construction from one side to the other side of the river included essentially:

- The preliminary and symmetrical construction of the legs of a pile;

- The carrying out of the crossing units by successive cantilevered voussoirs built up symmetrically with regard to the centre line of a span, by means of semi-sliding forms supported by foot-bridges suspended to a Bailey bridge.

A method of prestressing by means of bundles of wires tensioned by helical deviation has been imagined and specially developed for this viaduct.

EXPOSÉ DE M. N. ESQUILLAN

Première partie

Avant de faire passer le film, qui n'a malheureusement pas pu être terminé sous sa forme définitive pour cette séance malgré les efforts conjugués des Services de la S. N. C. F. et de notre Entreprise, je désire exposer et souligner certains points essentiels à sa bonne compréhension. Après sa projection j'indiquerai les diverses difficultés rencontrées, comment elles ont été surmontées et ce qui reste valable de cette réalisation.

Entre Lyon et Marseille (fig. 2), cinq voies ferrées transversales franchissent le Rhône par des ouvrages importants dont le premier au sud de Lyon est le



(Photo aérienne Ray-Delvert.)

FIG. 3. — Viaduc de la Méditerranée sur le Rhône entre Givors et Chasse.

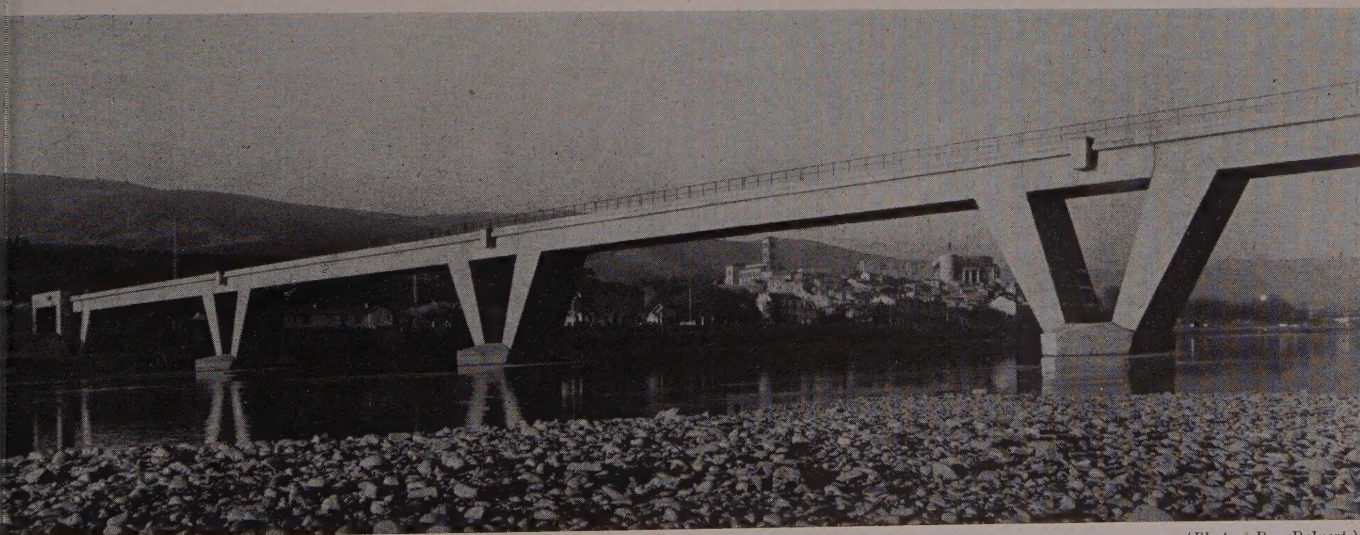
viaduc de la Méditerranée entre Givors et Chasse de 250 m de long. La figure 3 vous rappellera sa silhouette et vous permettra par la suite une comparaison avec les dispositions et le style du viaduc de La Voulte (fig. 1 et 4). Avec son arche centrale de 124 m de portée, le viaduc de la Méditerranée détient toujours depuis 1950 le record du monde des ponts-rails en béton armé à double voie normale suspendue. La traversée suivante est assurée par le viaduc de Saint-Rambert d'Albon puis, à 19 km au sud de Valence, par celui de La Voulte de 300 m de long.

Il fut détruit en 1944. Sa reconstruction devait respecter certaines données telles que :

- Réutiliser les maçonneries en bon état, soit : deux culées et quatre piles ;
- Assurer deux passes navigables de 45×7 m ;
- Ne pas modifier la cote du rail et permettre un tracé en courbe à la sortie côté La Voulte ;
- Economiser les aciers dont la pénurie était encore sensible en 1947 au moment où le projet fut étudié par la S. N. C. F.

Ce projet comportait cinq arches de 60 m, en béton armé à tablier suspendu avec adjonction d'un tirant reliant les têtes de piles d'un bout à l'autre du viaduc afin d'augmenter la sécurité des fondations au renversement sous l'effet des surcharges dissymétriques.

En septembre 1952 les *Entreprises Boussiron* adjudicataires sur ce projet, connaissant bien les conditions de travail dans la vallée du Rhône pour y avoir construit ou transformé de nombreux ouvrages d'art, n'envisagèrent pas sans craintes les aléas de construction et de transfert des cintres d'arche en arche, et l'exécution d'arcs en béton armé à grande hauteur.



(Photo Ray-Delvert.)

FIG. 4. — Viaduc de la Voulte.

Ces considérations les conduisirent à étudier et à proposer des variantes, puis à réaliser un ouvrage d'un type original à la fois par sa conception, par son mode d'exécution, par le principe de sa précontrainte, enfin par son aspect.

CONCEPTION

Quelle est la genèse de cette œuvre? L'épaisseur réduite de 2,45 m, compatible à la fois avec le niveau du rail et avec le gabarit de navigation (fig. 5), ne laissait qu'une faible marge dans le choix d'un tablier sans arcs porteurs. Une première variante consistait en une poutre continue d'environ 60 m de portée pour chaque travée. Ce projet n'était guère économique. Pour diminuer la portée il venait tout naturellement à l'esprit de prévoir deux béquilles inclinées avec traverse rectiligne encadrant strictement le gabarit de navigation.

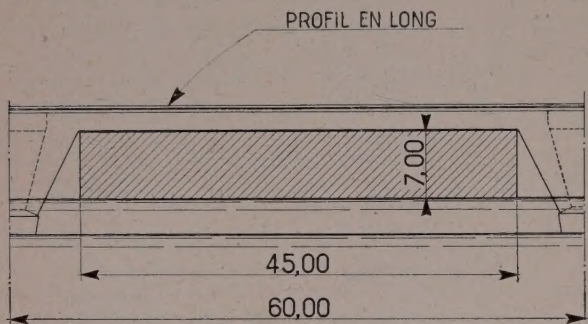


FIG. 5.

Malgré l'intérêt présenté par cette solution qui abaissait au maximum le point d'application des poussées et permettait ainsi aux anciennes piles de rester stables sans aucun artifice; malgré la suppression de toute superstructure évitant, par rapport à des arcs suspendus, des désordres en cas de déraillement, le Service des Installations Fixes informa l'Entreprise qu'il ne pourrait accepter une telle solution à cause des risques de fissuration.

L'Entreprise suggéra alors de recourir à une précontrainte partielle pour les parties les plus sollicitées en traction. Mais le cumul de précontrainte et de béton armé se révélait onéreux. Finalement il apparut plus avantageux d'adopter une précontrainte totale longitudinale, et de conserver en béton armé seulement les sections transversales.

M. le Directeur Robert Lévi et son Service acceptèrent cette transformation sous réserve :

a) Que tous les câbles créant les forces de précontrainte seraient rectilignes, afin de réduire le frottement à sa valeur minimum et de connaître avec exactitude la force introduite.

b) Que les ancrages seraient immuables avec des dispositifs supprimant tout glissement actuel ou futur et permettant si possible des reprises et des réglages.

c) Que les câbles de flexion seraient fortement adhérents à la masse du béton.

MODE DE PRÉCONTRAINTE

Les Entreprises Boussiron imaginèrent alors un mode de précontrainte répondant rigoureusement aux caractéristiques ainsi imposées.

Le principe (fig. 6) réside dans la mise en tension par déviation hélicoïdale d'un faisceau cylindrique de fils parallèles. La rotation est appliquée, soit à une extrémité du faisceau, soit en un point quelconque de celui-ci. Les extrémités du faisceau restent à une distance invariable et les fils sont maintenus isolés sur un cylindre de rayon constant qui constitue la surface d'enroulement hélicoïdal.

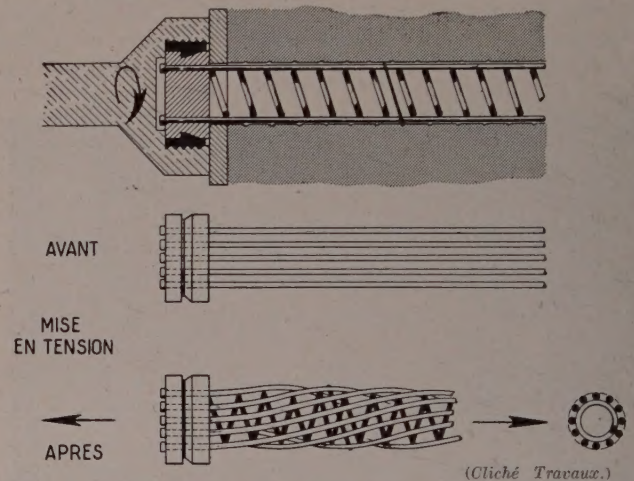


FIG. 6. — Faisceau du type final avec ressort central.

Au viaduc de La Voulte chaque faisceau comportant douze fils de 8 mm était capable de développer 60 t de précontrainte.

Les fils ont leurs extrémités refoulées à froid au moyen d'une boutonneuse alimentée par un groupe générateur à huile sous pression. Les boutons ainsi réalisés prennent appui sur les têtes ou plaques d'ancrage en acier (fig. 7).

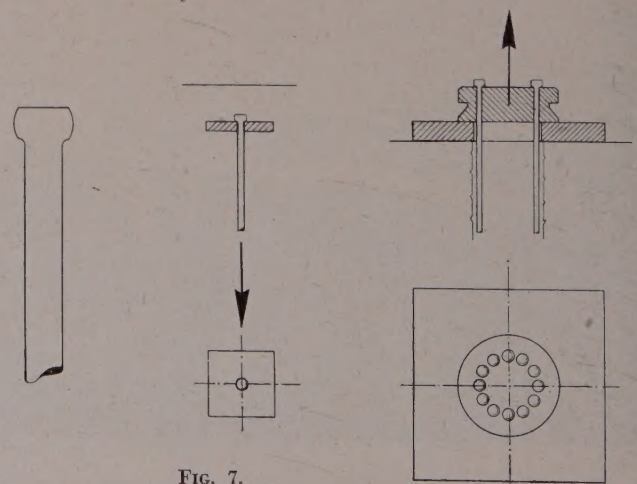
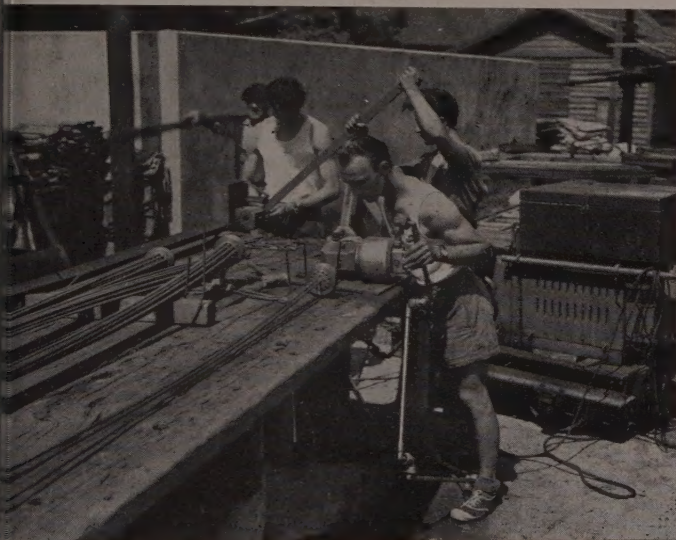


FIG. 7.

La figure 8 montre l'ensemble d'un banc de fabrication des câbles avec une cornière formant gouttière pour maintenir les fils rectilignes. La cisaille spéciale placée à l'extrémité assure une coupe parfaitement plane et perpendiculaire à l'axe, précaution indispensable pour réussir les boutons. Enfin, la boutonnière comporte un piston de refoulement se déclenchant de façon automatique lorsque le serrage du fil par deux mâchoires transversales a atteint le degré voulu pour empêcher tout recul par glissement. Les petits vérins commandant ces divers mouvements sont alimentés par un groupe générateur à huile sous pression.



[Studio J. Peyron.]

FIG. 8. — Câble en cours de montage.

A La Voulte les faisceaux possédaient une extrémité fixe constituée par une plaque d'appui; celle-ci était noyée dans le béton ainsi que la pipe d'injection. L'autre extrémité était organisée en une tête d'ancrage mobile pour la mise en tension. Cette tête prenait appui sur le béton par l'intermédiaire d'une plaque de répartition métallique (fig. 9).

L'ensemble du faisceau est isolé du béton jusqu'après la mise en tension au moyen d'une gaine métallique rigide ondulée en tôle de 5/10. Cette épaisseur et les ondulations la rendent indéformable. Elle peut ainsi résister à la circulation des ouvriers (fig. 10) ainsi qu'à

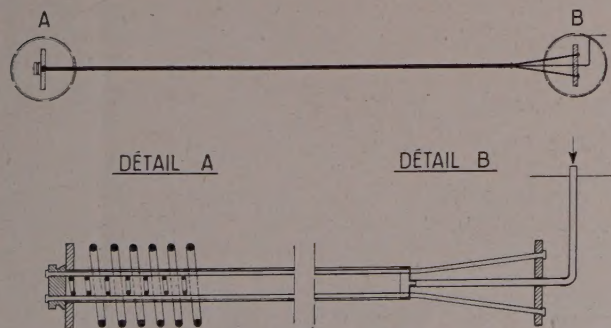


FIG. 9. — Schéma d'un câble.

l'action des vibrateurs. Ces ondulations permettent en outre de bénéficier pleinement d'un des avantages du système : l'adhérence remarquable des fils résultant de leur forme finale en hélice qui augmente considérablement la liaison au béton à cause de la position oblique et incurvée des fils. De plus les spires du ressort d'écartement fortement serrées par l'hélice constituent autant de butées. Grâce à ces dispositions la précontrainte se trouve régulièrement répartie sur toute la longueur du faisceau.

La mise en tension s'effectue à l'aide de vérins rotatifs entraînés par un moteur muni d'un variateur de vitesse. La tête d'ancrage est d'abord légèrement décollée de sa plaque d'appui, puis le nombre de tours voulus est donné par le vérin en même temps qu'un contrôle manométrique indique si la pression requise est obtenue. Enfin la tête est reposée sur la plaque de répartition. La facilité et la rapidité avec lesquelles le vérin peut être mis en place autorisent plusieurs reprises et favorisent ainsi le cas échéant certains modes d'exécution ou permettent d'atteindre par étapes la valeur maximum déterminée par le calcul. Cette valeur atteinte, la gaine contenant le faisceau est injectée sous pression avec un mortier genre Prépak qui par un choix judicieux de la composition et l'addition de produits convenables permet d'obtenir une pâte onctueuse remplissant bien tous les vides tout en ne contenant qu'une faible quantité d'eau et présentant par suite après prise une résistance considérable.



(Studio J. Peyron.)

FIG. 10. — Ferrailage du voussoir VIII — Travée 2.
Mise en place des gaines de la table inférieure.

Pendant le dépôt de nos brevets nous avons eu connaissance du système suisse BBRV antérieur qui utilisait des dispositions analogues telles que les boutons refoulés avec ancrage fixe sur acier. Nous avons alors acquis la licence pour compléter nos procédés. Il diffère du nôtre par l'organisation des ancrages et par une mise en traction directe du faisceau à l'aide de vérins annulaires et de tiges auxiliaires filetées. L'immobilisation de l'ancrage ainsi tiré est assurée soit par vissage d'un écrou, soit par butée sur l'injection lorsque le mortier a fait prise. Il est également très aisé de tendre des fils

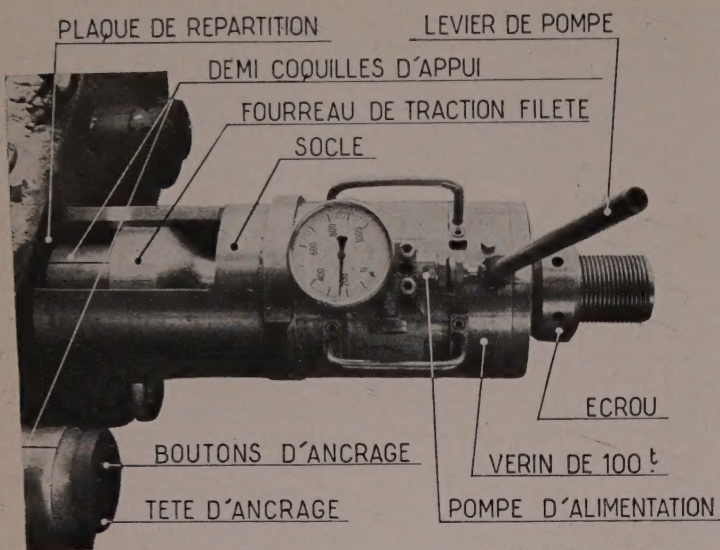


FIG. 11. — Vérin système BBRV.

isolés : l'ancrage est réalisé par un bouton refoulé prenant appui sur une bague filetée reposant sur une plaquette de répartition (fig. 11).

En fait, au viaduc de La Voulte, pour des raisons de délai dû à la mise au point du procédé Boussiron pur, nous avons presque uniquement utilisé un procédé mixte Boussiron — BBRV. Il nous a permis notamment, alors que les calculs et dessins étaient très avancés, d'augmenter la précontrainte pour satisfaire à toutes les exigences de la Circulaire Ministérielle du 26 octobre 1953, concernant les Instructions provisoires relatives à l'emploi du béton précontraint. Pour des raisons d'encombrement le nombre de câbles de 60 t ne pouvait plus être modifié. Les douze fils de 8 des faisceaux Boussiron étant agencés suivant une couronne cylindrique, nous avons profité de l'espace ainsi ménagé pour y disposer un faisceau BBRV de quatre fils (fig. 12). Avec ces deux faisceaux concentriques dont la puissance totale atteignait 80 t nous réalisons une précontrainte en deux phases.

Dans une première phase la tête mobile extérieure était tirée pour mettre en tension les douze fils de la couronne extérieure (fig. 13). Lorsque l'allongement voulu était atteint la tête était reposée sur des cales métalliques calibrées. Le faisceau des quatre fils intérieurs était alors tendu, maintenu provisoirement, sur une tige filetée et un écrou (fig. 14). Après prise du mortier d'injection la tête d'ancrage des quatre fils était libérée et se butait directement sur ce mortier. Cette possibilité intéressante n'est cependant pas à retenir de façon systématique.

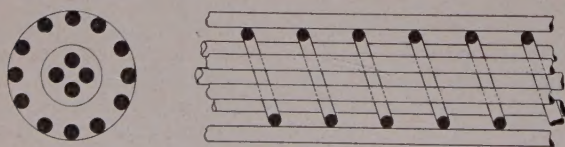


FIG. 12.

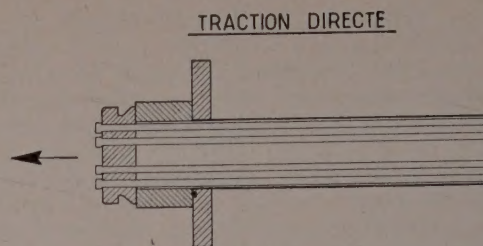


FIG. 13. — Traction directe.



FIG. 14. — Tête mobile des câbles mis en tension par déviation hélicoïdale.

MODE D'EXÉCUTION

Examinons maintenant le mode d'exécution des traverses des portiques par voussoirs successifs en encorbellement (fig. 15), avec équilibre d'ensemble de la travée en cours de réalisation assuré par une butée provisoire.

En complément de l'idée d'éviter tout échafaudage au-dessus du Rhône (fig. 16 et 17) nous avons recherché un effet de répétition d'opérations semblables avec construction à l'avancement de la rive droite vers la rive gauche, soit cinq cycles répétés travée par travée et quatre-vingts voussoirs analogues pour l'ensemble du viaduc. Pour des raisons de résistance et de simplification, la traverse des portiques avait été choisie à hauteur constante ce qui facilitait l'utilisation de coffrages semi-glissants (fig. 19). Ces coffrages étaient suspendus à un pont-Bailey qui servait en même temps de passerelle d'accès. Ils étaient déplacés horizontalement après chaque phase élémentaire.

Le schéma de la figure 18 représente l'équilibre général d'une travée en cours d'exécution. Celle-ci aurait été instable par suite de la présence de quatre articulations, deux au pied des béquilles, deux aux extrémités d'une poutre métallique de butée. C'est pourquoi malgré l'exécution simultanée de deux voussoirs de 2,75 m construits symétriquement par rapport à l'axe de la travée, les béquilles et la travée indépendante sur pile étaient organisées en portique, grâce à douze câbles pro-

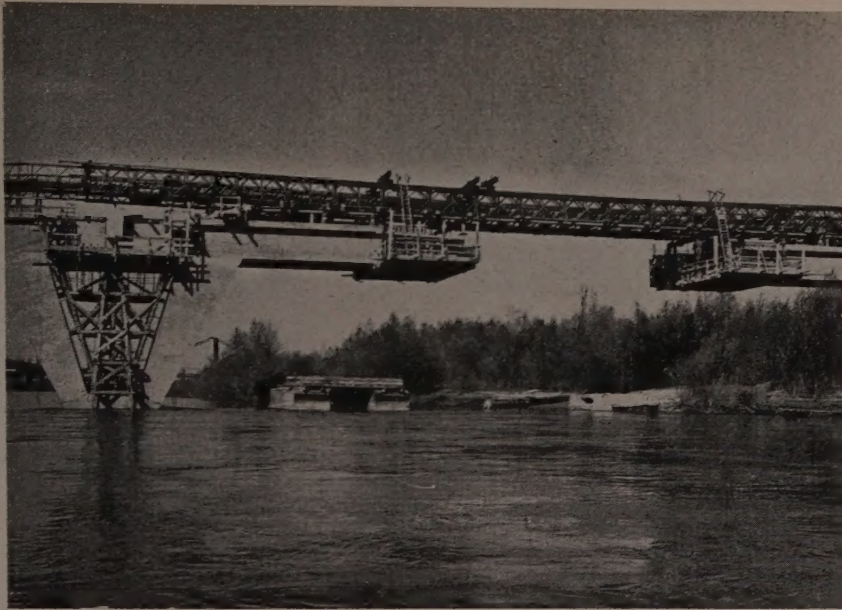


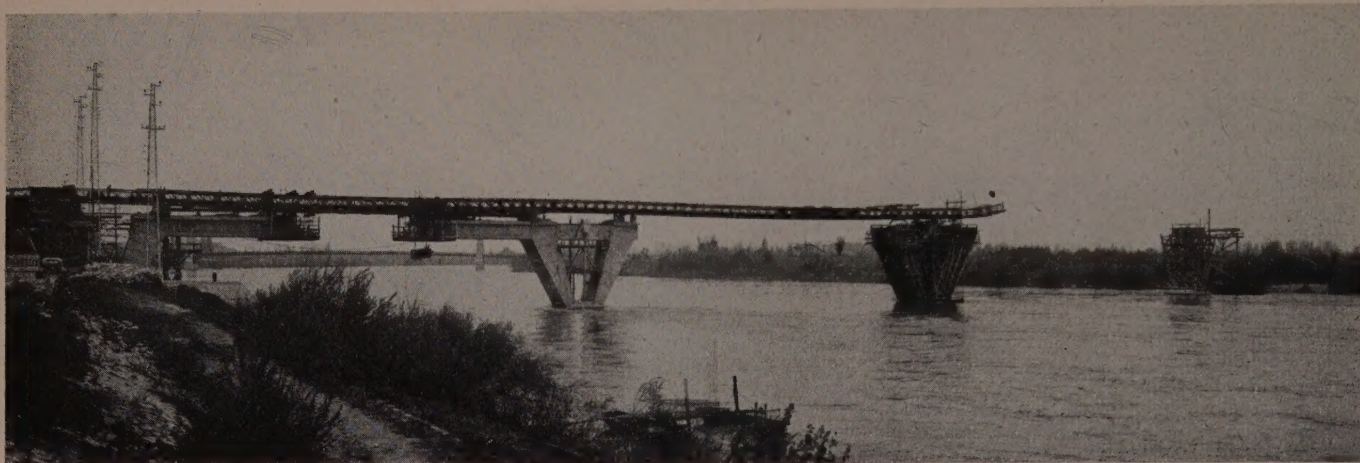
FIG. 15. — Ouvrage en cours d'exécution.

(Cliché Travaux.)



FIG. 16. — Vue aérienne de l'ensemble des travaux pendant l'achèvement de la traverse du premier portique.

(Photo aérienne Ray-Delvert.)



(Studio J. Peyron.)

FIG. 17. — Travée 5 en cours d'exécution.

visoires de précontrainte de 85 t chacun. Les encastremets ainsi créés au niveau de la traverse devenaient capables de supporter des dissymétries éventuelles de charge, notamment au cours du bétonnage.

La stabilité de l'ensemble béquilles-voussoirs en porte à faux est assurée par une poutre de butée composée de quatre poutrelles à larges ailes de 240 suspendue au pont Bailey et se butant sur les béquilles par l'intermédiaire de chevaux provisoires en béton armé (fig. 20).

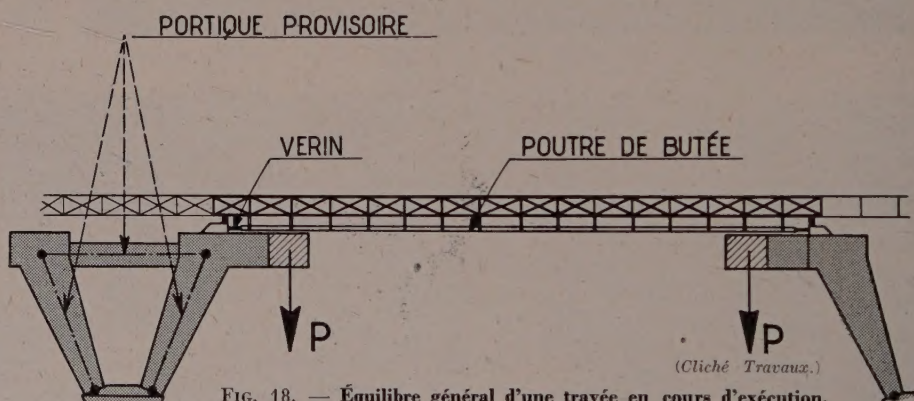
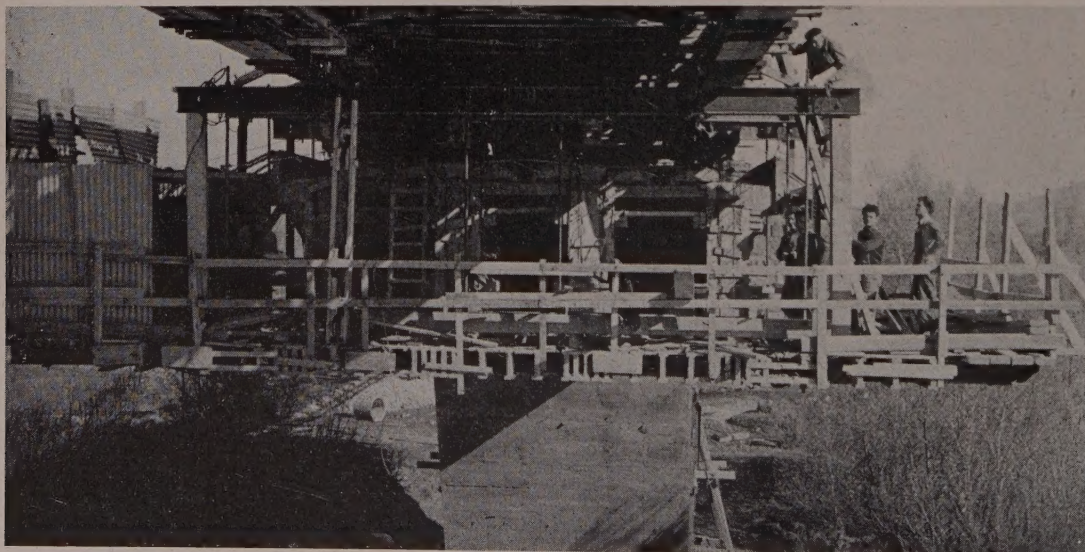


FIG. 18. — Équilibre général d'une travée en cours d'exécution.



(Studio J. Peyron.)

FIG. 19. — Passerelle et coffrage intérieur d'un voussoir.

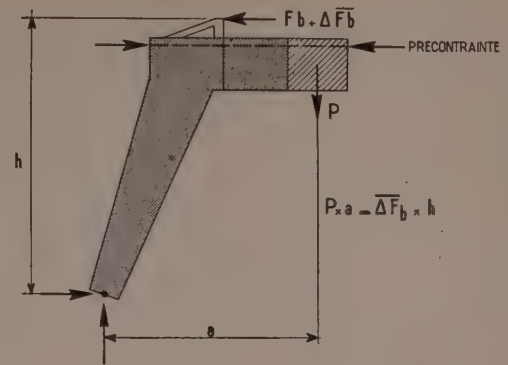
Cette poutre de butée pouvait supporter sans flambage la totalité de la compression résultant des 30 m de porte à faux d'une béquille et d'une demi-traverse. Aucune déviation éventuelle horizontale ou verticale ne pouvait se produire, la poutre étant fortement liaisonnée au pont Bailey, qui servait en outre pour son transfert de travée en travée. La butée était reportée en tête des béquilles par l'intermédiaire de quatre vérins de réglage de 100 t agissant sur des chevalets provisoires en béton armé. Ces pièces étaient reliées à la béquille par une précontrainte provisoire au moyen de fils isolés, ce qui permettait après suppression de cette liaison de les réutiliser dans les travées suivantes. Des dispositifs avec vérins-sacs avaient été prévus pour pouvoir, en cas de nécessité, démonter et remplacer un vérin de 100 t pendant l'exécution de la travée.

Lorsque la résistance sur cube avait atteint 215 kg/cm^2 , soit après trois jours de prise en moyenne, les voussoirs étaient plaqués contre les précédents par mise en tension de quatre câbles qui assuraient ainsi la tenue en encorbellement (fig. 21). Le coffrage étant libéré, le poids P d'un voussoir compris entre 45 et 27 t introduisait un couple $P a$ par rapport à l'articulation à la base de la béquille la plus proche. Ce couple était alors équilibré par un couple égal $\Delta F_b h$ résultant de l'introduction d'une force ΔF_b par les vérins de réglage aux extrémités de la poutre de butée. Toute rotation de la béquille se trouvait ainsi empêchée et la traverse était maintenue au niveau voulu.

Grâce à un artifice d'exécution auquel nous avons déjà eu recours plusieurs fois depuis la construction des six arcs parallèles du pont d'Orléansville en 1932, le pont Bailey renforcé en double simple au-dessus de la

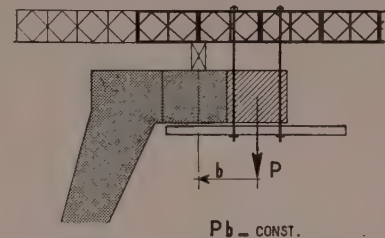


FIG. 20. — Butons de la poutre à butée en place sur la travée 1.



(Cliché Travaux.)

FIG. 21. — Équilibre des traverses en encorbellement.



(Cliché Travaux.)

FIG. 22. — Équilibre du pont Bailey pendant l'exécution de deux voussoirs.

travée en cours d'exécution ne subissait, malgré sa longueur, que des efforts modérés et pratiquement du même ordre pendant les phases successives de réalisation. Il supporte tout d'abord son poids propre, celui de la poutre de butée et des platelages de circulation sur une portée de 47 m environ correspondant aux calages d'extrémité disposés en tête des béquilles.

Pendant l'exécution d'une paire de voussoirs, le Bailey est calé sur les voussoirs contigus qui tiennent en encorbellement jusqu'à la béquille. Le moment dû au poids des coffrages et du béton frais est alors égal à Pb (fig. 22). Lorsque les voussoirs qui viennent d'être exécutés sont reliés par précontrainte au reste de la construction, les calages sont déplacés de 2,75. Ils reposent alors sur les voussoirs extrêmes et, au cours de la phase suivante, le pont Bailey ne subit encore qu'un moment Pb et un effort tranchant P . Ces sollicitations restent ainsi du même ordre de grandeur. La seule différence est due au poids des voussoirs dont les deux premiers proches des béquilles pèsent 45 t alors que les trois autres ne dépassent pas 27 t.

La suppression des calages avant le transfert des passerelles et coffrages permettait de ramener le Bailey

(Studio J. Peyron.)

à son état initial avec portée de 47 m sous poids propre. Le cumul des déformations et des contraintes secondaires se trouvait ainsi évité. Toutefois, pour les derniers voussoirs vers la clef, des calages étaient ajoutés sur le voussoir achevé, avant de libérer ceux du voussoir précédent. Ceci afin d'éviter des contraintes trop grandes par suite de l'action des coffrages roulants au milieu de la portée. La figure 23 montre la dernière travée côté Livron avec le coffrage mobile en cours de démontage après achèvement total du viaduc. Des vérins de 300 t sont disposés dans le joint de clef de la traverse pour régler le portique sous charges et surcharges permanentes telles que le ballast. Les moments négatifs dus à l'encorbellement, très importants à l'encastrement de la traverse sur les béquilles subissaient une réduction en faisant passer la ligne des pressions par une articulation provisoire de clef située au niveau du hourdis supérieur. Cette disposition provisoire introduisant des tractions dans le hourdis inférieur au voisinage de la clef, quatre câbles de précontrainte de 80 t étaient tendus à mi-charge dans ce hourdis soit 160 t. Leur réaction était annulée par introduction dans la coupure de clef de quatre vérins de 50 t disposés dans le plan horizontal de ces câbles. L'équilibre isostatique général du portique en arc à trois articulations (fig. 23) sous charges permanentes ne se trouvait donc pas affecté et son état initial avant clavage était défini avec précision. Le joint de clef était alors bétonné. Puis pour assurer la résistance aux surcharges des convois, la travée était transformée en portique à deux articulations par mise en tension des câbles du hourdis inférieur au moyen de vérins disposés dans des logements ménagés dans ce hourdis.

Quelques mots encore avant le film, sur les caractéristiques des matériaux employés et leur mode d'utilisation.

Les armatures de précontrainte sont en acier extra-dur sous la forme de fils ronds, lisses, calibrés, autodéroutants, prétractionnés en usine, en provenance des

Acieries de Longwy. Ils présentent une limite d'élasticité minimum conventionnelle de 125 kg/mm², une résistance à la rupture supérieure à 140 kg/mm² avec un allongement de rupture de 8% minimum. Au cours des nombreux essais effectués sur des éprouvettes prélevées en des points très différents de diverses couronnes nous avons pu constater la qualité et l'homogénéité de ce fil. Son allongement considérable avant striction est un élément favorable au groupement des fils en faisceaux pour lesquels, de ce fait, une rupture en chaîne n'est pas à redouter.

La contrainte limite minimum a été fixée à 85 kg/mm² en situation finale stabilisée du viaduc après tous retraits, relaxation des aciers et fluage du béton. La chute de tension calculée correspondant à ces pertes atteignait 18 kg/mm². Les fils ont donc été tendus à une valeur supérieure à 103 kg/mm² variable suivant les frottements et pertes dues au système de précontrainte. Par exemple pour les fils isolés, comprimant verticalement les âmes, fils enduits d'un produit bitumineux et noyés directement dans la masse, il fallait tendre à 115 kg/mm² la perte par frottement étant de 5% par mètre.

Les aciers de béton armé étaient en mi-dur lisse avec contrainte limite de 15 kg/mm².

Après divers essais comparatifs entre des agrégats de basalte et de calcaire concassés, ou roulés, le béton retenu fut dosé à 400 kg de ciment HRI 250/315 pour 1 000 litres de gravillon calcaire et 500 litres de sable de rivière. La quantité d'eau, corrigée journellement en fonction de l'humidité des matériaux et l'utilisation d'un plastifiant assuraient un rapport ciment sur eau très élevé d'environ 3. Les résistances moyennes obtenues pendant toute la durée du chantier furent supérieures à 450 kg/cm² et dépassèrent même parfois 500 kg/cm². La résistance à la traction par flexion atteignait couramment 65 kg/cm². Les contraintes limites adoptées ont été 120 kg/cm² en compression, 10 kg/cm² en traction.

Le film va maintenant montrer avec plus de détails et de vie le déroulement de l'exécution.



(Studio J. Peyron)

FIG. 23. — Travée I — Descente des échafaudages du voussoir. Vue amont.

VIADUC DE LA VOULTE

Film et commentaires des travaux

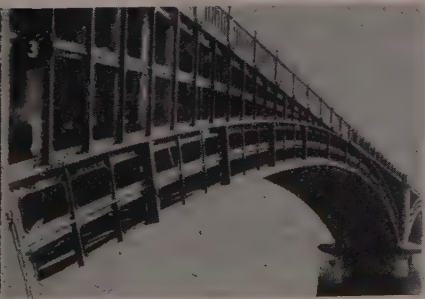
par **M. Jean FRANÇOIS**,
Chef des études aux Entreprises Boussiron

Le Rhône forme une barrière naturelle entre les Alpes et le Massif Central¹. Entre Lyon et la Méditerranée les deux voies ferrées longeant ses rives sont réunies entre elles en cinq points afin d'assurer l'équilibre et la souplesse du trafic ferroviaire. A 20 km au sud de Valence l'un de ces raccordements, franchissant le fleuve par un grand ouvrage, relie Livron à la Voulte².

Dès 1861 un ouvrage composé de cinq arches en fonte de 55 m d'ouverture était exécuté. Renforcé en 1921 par adjonction d'une voûte et d'un tablier en béton armé il fut détruit en 1944 par bombardement³.

Rapidement déblayé le fleuve retrouve son trafic intense puis, dans les années suivantes, les fondations des piles sont reconnues, renforcées ou reconstituées.

Divers projets de reconstruction sont alors étudiés par la S.N.C.F. en fonction du nouveau gabarit de navigation de 45 m⁴.



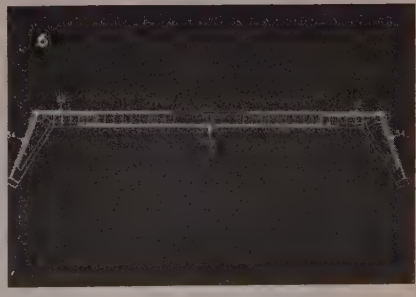
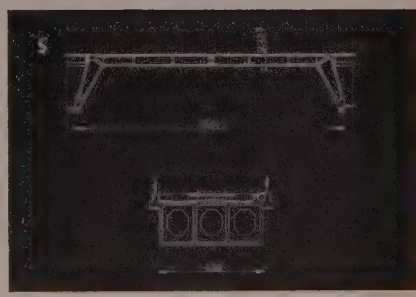
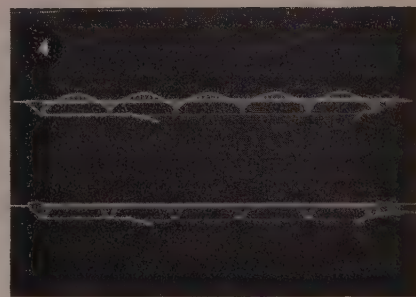
Le projet retenu en 1947 comporte cinq tabliers identiques en arc. Passant à la réalisation en 1952, l'Entreprise Boussiron propose une solution avec cinq portiques précontraints qui, outre une amélioration de stabilité et des lignes architecturales, permettait une exécution en porte à faux, sans échafaudages en rivière, donc avec une influence du mistral et des crues soudaines et violentes du Rhône aussi réduite que possible^{4 & 6}.

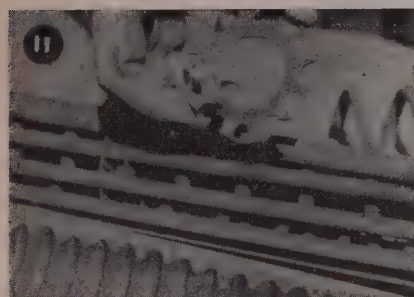
Le viaduc, d'une longueur totale de 300 m, comportera cinq portiques de 56 m entre articulations sur piles.

La section transversale de la traverse de 5,50 m de largeur et de 2,40 m de hauteur est constituée par trois alvéoles rectangulaires. Les béquilles, de 10 m de hauteur, et la traverse, longue de 45 m, encadrent exactement le gabarit imposé.

La précontrainte longitudinale du portique est réalisée par 34 câbles de 80 t en deux nappes parallèles dans les béquilles, tandis que la traverse comporte 52 câbles en deux nappes dans le hourdis supérieur et 19 dans le hourdis inférieur.

La précontrainte verticale des âmes de la traverse est réalisée, par des fils isolés d'une force unitaire de 5 t.





Tandis que les calculs se poursuivent, la mise au point de la précontrainte retient particulièrement l'attention de la S.N.C.F. Démonstration et essais se succèdent au dépôt de l'Entreprise. Le cisailage⁷ et le boutonnage⁸ du fil au moyen d'un matériel spécial permet d'obtenir un ancrage absolu par appui sur des pièces en acier⁹ répartissant l'effort de précontrainte sur le béton.

Les câbles de 60 t peuvent être mis en tension soit par traction directe, soit par déviation hélicoïdale au moyen d'un vérin tournant attaquant l'ancrage par l'intermédiaire de demi-bagues filetés¹⁰.

Les douze fils composant un câble sont disposés sur un ressort en acier mi-dur et maintenus en place par des rondelles hélicoïdales crénelées¹¹.

L'enrobage des fils, individuellement, lors de l'injection de mortier prépaqt au moyen d'un malaxeur associé à une pompe à piston, est ainsi réalisé dans les meilleures conditions.

Tandis que le trafic continue sur la voie descendante le chantier s'installe dans la gare de la Voulte partiellement désaffectée.

L'activité est déjà intense sur l'épure de charpentes¹². L'installation de fabrication du béton est montée¹³, permettant ainsi la mise au point de la composition d'un béton réalisé avec les moyens définitifs du chantier.

Afin de contrôler éventuellement la résistance « in situ », les cubes sont essayés au scléromètre¹⁴ avant leur écrasement à la presse. La résistance à la traction du béton est également contrôlée par des essais de flexion.

L'étalonnage des manomètres¹⁵, effectué au laboratoire même du chantier par les techniciens de l'entreprise, est une opération devenue courante. Toute série de mesures importantes, soit au cours des essais de béton sur le chantier, soit avant chaque séance de mise en tension des câbles est précédée de cet étalonnage.

Certains des essais portent sur les fils isolés enduits de différents produits et noyés dans un bloc de béton¹⁶. Le *Spramex*, produit bitumineux appliqué à chaud, donne les meilleurs résultats. Des câbles horizontaux et verti-





caux sont également essayés au point de vue mise en tension et injection.

L'exécution des travaux commence par une vérification très soignée de l'implantation des piles existantes, tandis que l'ouvrage sur la nationale 86 et l'aménagement de la culée rive droite sont entrepris.

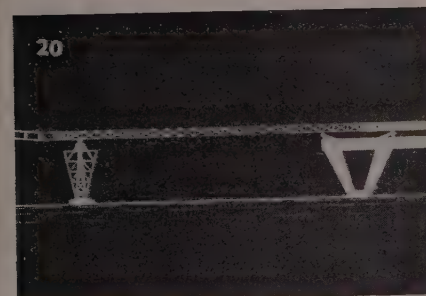
Les palées d'échafaudage, préparées sur épure, sont transportées par bateaux jusqu'à la pile où elles sont dressées et assemblées¹⁷⁻¹⁸.

La passerelle Bailey a été montée sur la culée, elle est prête pour le lancement jusqu'à la première pile, son rôle est de permettre l'accès au chantier d'exécution des béquilles sur les piles successives isolées par le fleuve et ses passes navigables¹⁹⁻²⁰.

Une particularité essentielle de cette opération de lancement Bailey est cependant la nécessité d'un appui intermédiaire provisoire en raison de la portée à franchir.

Ce support est réalisé sous la forme d'une mâture haubannée prenant appui sur un ponton flottant²¹. Amenée en place au milieu de la portée au moyen de treuil²², cette palée flottante est réglée et immobilisée par douze câbles frappés sur des treuils et des tirefors²³⁻²⁴.

L'opération de lancement est conduite d'une façon classique jusqu'à l'appui flottant^{25 à 28}.





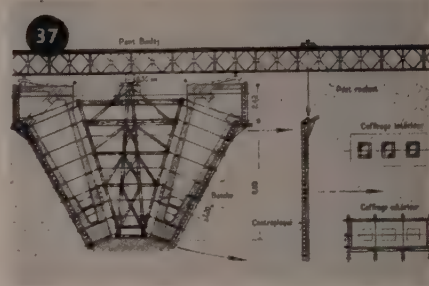
Ensuite, pendant la phase où le Bailey s'engage sur cet appui, de nombreuses visées permettent de suivre les déformations de l'avant-bec et les enfoncements du ponton flottant.

La manœuvre se poursuit, avec les mêmes contrôles minutieux, jusqu'à ce que l'avant-bec atteigne et franchisse l'appui sur pile ²⁹⁻³⁰.

L'opération est terminée, l'appui flottant peut être progressivement abaissé, puis ramené à la rive en attente de l'opération suivante ³¹.

L'exécution des béquilles s'effectue par voussoirs successifs; tandis qu'une section renforcée du Bailey est amenée au-dessus de la brèche ³³, les longerons de travée indépendante sont exécutés et encastrés sur la tête des béquilles par une précontrainte provisoire; cet ensemble sur pile constitue un portique stable ³³.

Les coffrages en contreplaqué collé et cloué sont préparés sur épure puis acheminés aisément grâce à leur légèreté par la passerelle jusqu'à la pile. Tandis que les coffrages extérieurs sont montés et réglés, les câbles sont préparés sur le banc de ferrailage puis transportés et posés dans les coffrages ^{34 à 40}.





Un montage robuste permet de les maintenir en place durant le bétonnage des voussoirs successifs des béquilles. La fabrication des coffrages intérieurs des béquilles et leur mise en place constituent les dernières opérations avant le bétonnage.

Pour un ouvrage précontraint la qualité du béton est un facteur important.

Aussi prend-on toutes les précautions utiles pour que l'ensemble du béton exécuté soit identique au béton d'essai mis au point préalablement en laboratoire et sur le chantier. En particulier le dosage volumétrique a été rejeté à cause de son imprécision génératrice d'irrégularité. Le gravillon, puis le sable, sont pesés successivement. Le ciment HRI, approvisionné en sacs, est enfin ajouté dans le skip de la bétonnière ainsi qu'une dose de plastifiant non entraîneur d'air⁴¹⁻⁴².

Le dosage en eau est soigneusement contrôlé afin d'obtenir un béton maniable sans altérer sa résistance.

Le transport du béton est effectué par wagonnets poussés à bras pour la première travée puis tirés par locomoteur dès que la distance devient suffisante.

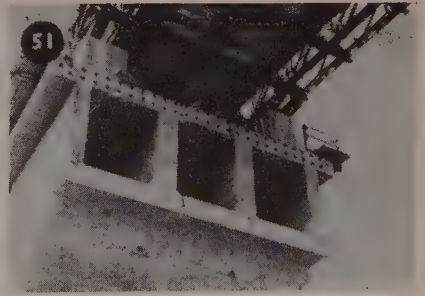
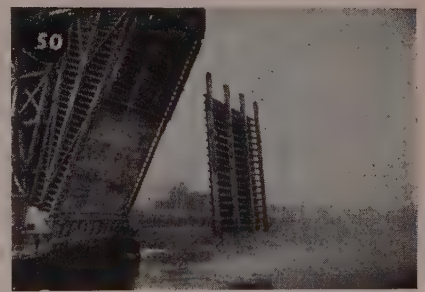
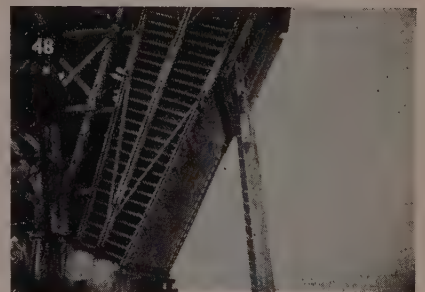
Repris à la pelle au pied de la goulotte, le béton est déversé dans les coffrages de la béquille où il est mis en œuvre par pervibration.

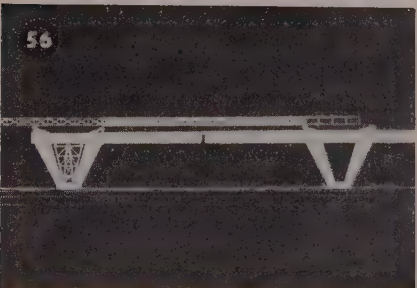
Après le bétonnage du neuvième voussoir, la béquille est terminée^{43 à 46}.

Le décoffrage des panneaux inférieurs commence⁴⁷.

Après desserrage des boulons de retenue les panneaux sont décollés du béton⁴⁸.

Suspendu à un chariot roulant sur le Bailey le panneau ainsi libéré est transporté jusqu'à la pile suivante^{49 à 51}.





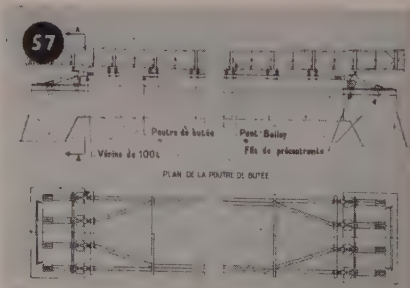
L'exécution de la première traverse comporte le montage de la poutre de butée solidaire du Bailey, l'installation des deux échafaudages suspendus, l'exécution du premier voussoir et sa mise en charge, le ripage de l'échafaudage ainsi libéré puis l'exécution d'un nouveau voussoir et ainsi de suite selon un cycle régulier d'opérations élémentaires qui va se reproduire encore sept fois, symétriquement, pour aboutir à la clé du portique. Sa mise en charge est réalisée, avec un point de passage rigoureux de la courbe des pressions, grâce à des vérins disposés dans la coupure de clé 52 à 56.

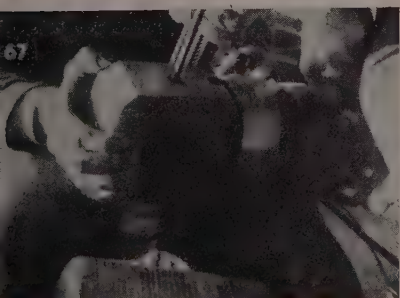
La poutre de butée se trouve ainsi libérée et, dans un nouveau ripage, elle accompagnera le Bailey jusqu'à la travée suivante.

La poutre de butée prend appui contre la tête des béquilles au moyen de pièces spéciales en béton armé, préfabriquées, solidarisées de la béquille par des fils isolés de précontrainte. Elle est liée au Bailey par des brides avec interposition de calages de hauteur variable. Sa mise en charge est assurée et contrôlée par quatre vérins de 100 t à chacune de ses extrémités 57 à 60.

Le cycle d'exécution d'un voussoir débute avec le réglage de l'échafaudage constituant fond de moule en agissant sur les tiges filetées de suspension.

Un quadrillage de surface en acier ronds mi-dur de petit diamètre prémunit les parements du béton contre une fissuration superficielle due au retrait avant application de la précontrainte 61 à 64.



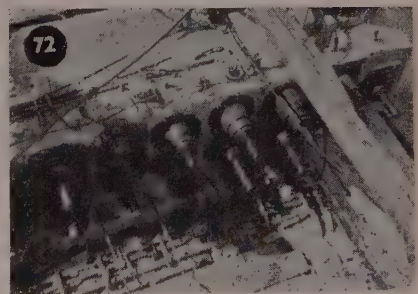
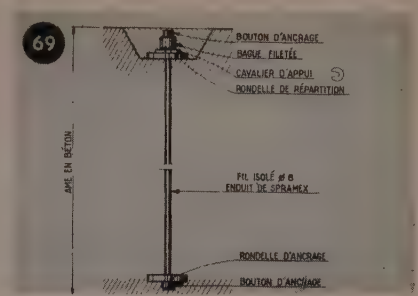


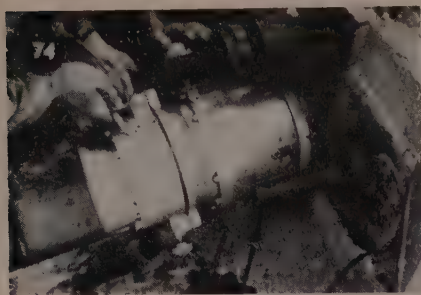
Bien que classique le ferrailage du hourdis inférieur présente cependant une particularité : des armatures supplémentaires renforcent le contour d'orifices spécialement réservés pour la mise en tension des câbles de précontrainte de ce hourdis.

Les câbles de précontrainte du hourdis supérieur, préparés au banc de montage et stockés en arrière de la culée, sont enfilés dans les gaines cylindriques posées lors de l'exécution du voussoir de la tête de la béquille.

L'introduction des fils dans les têtes d'ancrage mobile précède l'opération de boutonnage. Cette opération, qui consiste à refouler à froid les boutons d'ancrage des fils, est exécutée en place assez aisément, la boutonneuse proprement dite, très maniable, étant séparée de son groupe hydraulique à haute pression. Les ancrages fixes des câbles sont soigneusement réglés et immobilisés dans le ferrailage du hourdis supérieur. Les fils isolés de précontrainte des âmes des voussoirs sont préparés par ailleurs. Plongés dans un bain bitumineux ils sont enrobés à chaud puis suspendus dans un séchoir. Leur extrémité est préalablement boutonnée et munie d'une plaque d'ancrage en acier. Transportés puis réglés dans les coffrages, ces fils isolés sont maintenus en place par un montage spécial très rigide ^{65 à 70}.

Après mise en place et réglage des coffrages intérieurs des alvéoles du voussoir, le coffrage de la section de reprise termine les opérations préparatoires au bétonnage. Celui-ci achevé, la surface du hourdis supérieur est soigneusement dressée pour réaliser les pentes du profil transversal du





tablier. Après trois jours de durcissement la résistance du béton est suffisante pour procéder à une mise en tension partielle des câbles de précontrainte. Les trois parties du vérin tournant : vérin, réducteur rotatif, moteur électrique sont montés successivement.

L'opération de mise en tension commence, contrôlée à la fois par un compte tours et par un manomètre préalablement étalonné ^{71 à 78}.



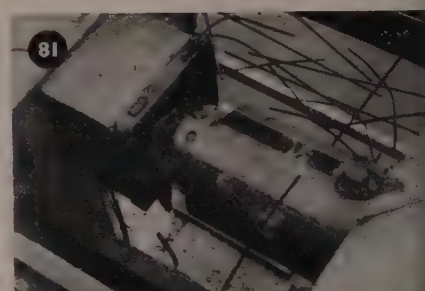
Les valeurs observées sont notées et la courbe traction-rotation tracée immédiatement afin de surveiller la régularité de l'opération ⁷⁹.

Le décoffrage des alvéoles, commencé le lendemain du bétonnage, s'achève en même temps que la mise en charge du voussoir ⁸⁰.



La poussée de la poutre de butée est alors mesurée et complétée par l'accroissement de charge correspondant au voussoir exécuté.

L'abaissement de quelques centimètres de l'échafaudage suspendu, au moyen de tirefors, et son déplacement jusqu'au droit du voussoir suivant, termine un cycle normal d'exécution.



Les huit paires de voussoirs d'une traverse sont exécutées dans un délai de deux mois environ, tandis que le chantier des béquilles se poursuit sur la pile suivante ⁸¹.

Des vérins hydrauliques de 100 et 300 t disposés dans le joint de clé sont alimentés par une pompe à main ⁸².

Le serrage de leur écrou de sécurité accompagne la mise en charge du portique.



Simultanément, la poutre de butée est déchargée en relâchant ses quatre vérins de 100 t.

Après réglage de la poussée à la clé du portique, la coupure provisoire de clé est bétonnée. La mise en précontrainte du hourdis inférieur amène alors le portique dans son état de stabilité définitive ^{83 à 85}.

L'achèvement de la travée comprend un dernier réglage de la tension de l'ensemble des câbles, avant leur injec-





tion au mortier prépaqt, puis l'enrobage des têtes d'ancrage dans du béton.

L'exécution des cinq travées de l'ouvrage se poursuit. Les mêmes cycles d'opérations se reproduisent⁸⁶⁻⁸⁷

Les sommiers des piles en rivière, puis ceux en site terrestre, sont coffrés, ferrailés et bétonnés par une équipe qui constitue l'avant-garde du chantier dans sa progression d'une rive vers l'autre⁸⁸.

Sur le dernier sommier exécuté, l'échafaudage est monté prêt à recevoir la passerelle Bailey, tandis que le chantier de béquille est en pleine activité sur la pile précédente⁸⁹.

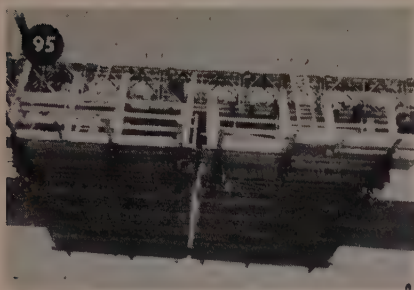
Intercalées entre les périodes d'exécution de voussoirs, des manœuvres de Bailey sont effectuées afin d'atteindre et de desservir les piles successives. La poutre de butée suit la même progression, de travée en travée.

Les opérations de mise en tension des câbles se retrouvent pendant toute la durée des travaux⁹⁰⁻⁹¹.

Pour différentes raisons, le système de mise en tension par traction rectiligne est aussi utilisé. Une tige de traction filetée, un socle tubulaire évidé et le vérin proprement dit sont montés successivement sur la tête d'ancrage mobile du câble⁹².

L'exécution des voussoirs de traverse reste cependant l'élément déterminant du délai avec son rythme inexorable de deux voussoirs symétriques par semaine, et ainsi se continue l'avancement jusqu'au clavage du dernier portique où le processus de décintrement : réglage, blocage du joint de clé, mise en tension des câbles, injection intervient une dernière fois avec une surveillance constante des efforts et des déformations⁹³⁻⁹⁴.





L'ouvrage est terminé, la voie posée d'une façon définitive va permettre de procéder aux essais réglementaires.

En raison du caractère exceptionnel de l'ouvrage, le nombre des points de mesure de déformation est considérable. Les flèches des différentes travées sont mesurées par visées optiques ou enregistrées avec amplification. Les mouvements horizontaux de piles et les rotations aux articulations font également l'objet de mesures.



Enfin un réseau d'extensomètres de deux types est en place pour mesurer les contraintes en différentes sections de la dernière travée. Les essais ont donné toute satisfaction au maître de l'œuvre ^{95 à 100}.



L'ouvrage peut être ouvert à la circulation le 4 octobre 1955, au cours d'une cérémonie d'inauguration rassemblant les personnalités administratives du Département, des Directions de la S. N. C. F. et de l'Entreprise. Contrastant par leur masse imposante avec la légèreté apparente de cet ouvrage, les plus lourds convois peuvent franchir le Rhône.



EXPOSÉ DE M. N. ESQUILLAN

Deuxième partie

D'après ce film et son heureux aboutissement final on serait tenté de croire que tout s'est déroulé au mieux sur le meilleur des chantiers possible. Les constructeurs qui sont dans l'assistance ne partageront sûrement pas cette illusion. Et pourtant, en général dans les articles et dans les conférences, les difficultés, les incidents, les accidents sont passés sous silence. Ces graves ennuis constituent parfois de sévères leçons. Pour cette raison même, seuls, ils apprennent quelque chose et, convenablement analysés, sont toujours générateurs de progrès. Contrairement aux habitudes je vais donc développer quelques-uns d'entre eux relatifs : aux études — à la mise au point de la précontrainte — au lancement du pont Bailey — à la poutre de butée — à l'avancement du chantier.

Tout d'abord une tâche considérable, quelque peu sous-estimée par nous, a découlé des exigences manifestées, à juste titre d'ailleurs, par la S. N. C. F. Ayant pris le risque d'accepter pour la première fois un grand viaduc précontraint sous rail, elle a cumulé les précautions, appliquant avec une extrême rigueur tous les règlements, surveillant strictement la qualité et la régularité des matériaux en œuvre, et multipliant les contrôles pour obtenir et vérifier la précontrainte effectivement réalisée.

CALCULS

La note de calculs représente plusieurs fois le volume de celle correspondant au même ouvrage conçu en béton armé et calculé avec soins. A elle seule l'application des Instructions Ministérielles de 1953 nécessite de nombreuses vérifications dans une même section. Chaque une de ces sections a dû être en plus réexaminée et recalculée pour chaque stade de la construction afin d'éviter tout risque de fissuration. Cette vérification n'a entraîné aucun renforcement des sections prévues ni aucune augmentation des précontraintes appliquées. Elle a toutefois imposé l'application d'un programme de mise en tension très minutieux. Certains câbles devaient être tirés partiellement en deux ou trois fois, les reprises étant faciles avant le procédé utilisé.

Indépendamment des essais et contrôles habituels la S. N. C. F. qui avait subordonné l'adoption de ce procédé aux résultats concluants demanda de poursuivre, pendant plus de deux ans, des expériences successives et variées, au laboratoire, puis sur le chantier, pour assurer du maintien de la précontrainte et de sa régularité, ainsi que du coefficient de sécurité présenté.

ESSAIS DES DIVERS DISPOSITIFS
DE PRÉCONTRAINT

La mise au point des dispositifs qui lors des premiers essais simplifiés avaient paru donner satisfaction, se révéla longue et délicate. Avec le recul du temps nous mesurons mieux notre audace d'avoir voulu, dans un délai court, nous lancer dans autant d'innovations simultanées tant pour la précontrainte que pour le mode d'exécution du viaduc. Les comptes rendus résumés des essais représentent plus de cent pages dactylographiées. Il n'est pas possible ici d'entrer dans leur détail. Nous allons tenter une énumération rapide des principaux d'entre eux en citant quelques-uns des résultats obtenus. Dans leurs grandes lignes ces essais sont de deux types : ceux relatifs à la recherche et à l'étude des meilleures dispositions pour les câbles, ceux concernant des vérifications de divers ordres sur les câbles eux-mêmes.

Parmi les essais du premier type nous citerons la mise au point des boutons d'ancrage, des têtes d'ancrage et de l'organisation des faisceaux de fils.

Le bouton d'ancrage (fig. 7) étant un des éléments essentiels de la mise en œuvre du procédé, fut l'objet de plusieurs tentatives avant d'acquiescer sa forme et ses cotes actuelles. Il n'est pas aisé de refouler à froid un fil d'acier extra-dur de 8 mm de diamètre et d'éviter les criques dangereuses, tout en obtenant un diamètre suffisant pour éviter des pressions excessives sur la plaque d'ancrage. La boutonneuse a été étudiée et mise au point en même temps, les forces nécessaires au maintien du fil, puis à son refoulement, variant beaucoup suivant la disposition des mâchoires, du piston et avec la hauteur du bouton.

Les dimensions, l'aménagement, la qualité d'acier des têtes d'ancrage métalliques firent aussi l'objet d'essais nombreux et variés.

Enfin nous avons procédé à la recherche expérimentale de l'espacement des bagues de maintien des fils que comportait notre système au moment de sa création. Pour chaque diamètre de faisceau, il existe en effet un écartement maximum, fonction du nombre de tours par mètre à effectuer pour la mise en tension. Au-delà de ce nombre de tours, le faisceau devient instable et se met en torsade avec brusque chute de la force de précontrainte. Par exemple avec du fil de 7 mm, un diamètre d'appui de 38 mm et des bagues espacées de 250 mm il n'est pas possible de dépasser 0,83 tr/m. Il convient de noter qu'avec ces bagues nous obtenions une pseudo

hélice polygonale. En effet entre chaque bague les fils restent rectilignes et constituent ainsi un des systèmes de génératrice d'un hyperboloïde de révolution à une nappe.

ESSAIS DES FILS ET CABLES PROPREMENT DITS

Les caractéristiques mécaniques du fil vierge furent soigneusement déterminées à titre de références, y compris la relaxation en traction simple.

La déviation hélicoïdale avec une seule extrémité fixe provoque dans les fils des efforts de torsion et les bagues engendrent des efforts de flexion locaux qui se cumulent avec les efforts de traction. Il importait d'étudier l'influence de la torsion sur différentes caractéristiques du faisceau, notamment : rupture et relaxation. Au cours d'essais sur des faisceaux réels de plusieurs fils avec bagues d'écartement, nous avons constaté en partant d'une contrainte après déviation de 100 kg/mm^2 puis en rompant le faisceau par traction directe, une diminution de l'ordre de 4% sur la résistance. Nous sommes parvenus par la suite en modifiant les dispositifs de maintien du faisceau à supprimer pratiquement toute chute de résistance dans les mêmes conditions d'essais.

La S. N. C. F. de son côté nous suggéra de nombreuses autres vérifications, telles que mise en tension par déviation hélicoïdale sur faisceau en fils de 7 de 26 m avec gaine rectiligne mais ovalisée, et avec gaine cambrée de 6 cm sur 26 m. Dans les deux cas la régularité de rotation du faisceau, contrôlée par des regards, est restée correcte. En 1954 une nouvelle série d'essais avec du fil de 8 mm nous conduisit à reconsidérer la conception des accessoires de montage du faisceau et à modifier le vérin tournant. En remplaçant les bagues d'écartement par un fil en acier mi-dur de diamètre convenable enroulé en hélice dans le même sens que celui de rotation du faisceau nous avons pu aboutir à des résultats stables et satisfaisants. Nous avons réussi à mettre en tension des faisceaux présentant une courbure correspondant à 6 cm de flèche pour 3,60 m.

Nous avons dû établir également la relation entre le nombre de tours à appliquer et les contraintes obtenues

dans les fils. Elle affecte approximativement la forme d'un quart de sinusoïde. La conclusion la plus remarquable de tous les essais a été la confirmation de la théorie établissant qu'il n'existe pas de frottement longitudinal au cours d'une mise en tension par déviation hélicoïdale. En effet si nous supposons que l'hélice réalisée par le fil est parfaitement régulière, chaque point du fil se déplace uniquement dans un plan perpendiculaire à l'axe longitudinal du faisceau au cours de la mise en tension. Toute action de contact du fil avec la gaine est aussi dans ce plan et en particulier la composante de frottement dirigée en sens inverse du mouvement. Il n'y a donc pas de composante longitudinale de frottement. Par contre le couple de rotation à appliquer à la tête mobile doit être augmenté pour tenir compte de la composante transversale de frottement.

La quasi certitude de cette absence de perte par frottement permet d'attribuer à l'indication manométrique une valeur déterminante dans la conduite de l'opération de mise en tension. La seule précaution à prendre est d'utiliser deux manomètres en parallèle afin de déceler les défaillances de l'un d'eux et d'effectuer des étalonnages fréquents.

Une autre conclusion intéressante est qu'avec nos derniers types de câbles le coefficient de sécurité du nombre de tours reste de l'ordre de 1,4 vis-à-vis de la limite de désorganisation du faisceau, c'est-à-dire le même que le coefficient de sécurité de la contrainte de traction de 100 kg/mm^2 par rapport à la rupture à 140 kg/mm^2 sous accroissement de tension. Toutefois nous n'avons pu en tendre ainsi qu'un très petit nombre, le vérin tournant nécessitant une ultime mise au point.

RUPTURE DE FILS

Avant d'abandonner le chapitre câbles signalons un incident qui leur est survenu. La trop grande facilité de reprises multiples de tension découlant de nos procédés a eu son revers. Le maître de l'œuvre prolongeant ses contrôles, les câbles de la première travée restèrent plus d'un an sous tension sans être injectés. A la dernière vérification de tension avant injection on remarqua que certains boutons avaient perdu le contact avec la tête

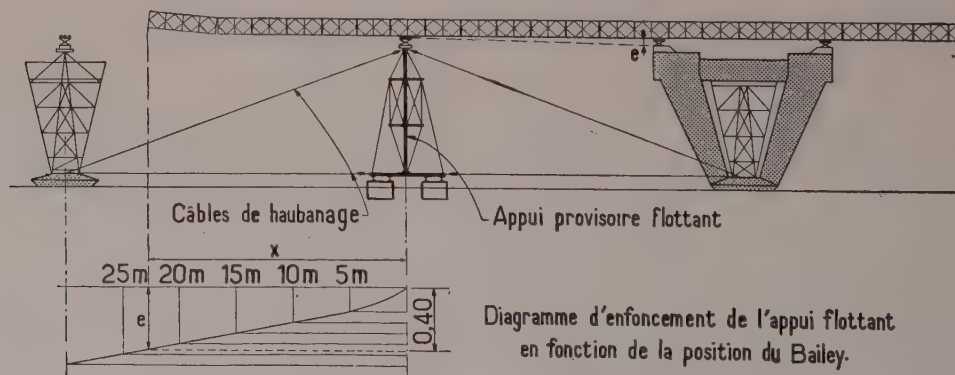


FIG. 24. — Diagramme d'enfoncement de l'appui flottant en fonction de la position du pont Bailey.

d'ancrage. En tirant sur ces boutons on pouvait extraire un tronçon de fil. Dix ruptures furent ainsi constatées à des distances variables de la tête d'ancrage. La cassure était nette, sans striction et perpendiculaire à l'axe du fil. Il s'agit presque sûrement d'un phénomène de corrosion sous tension. Un câble décortiqué montra que la gaine était humide et qu'il y avait eu probablement contact du câble avec elle au voisinage du point de rupture. Pour pallier cet incident on remplaça trois câbles qui avaient plusieurs fils cassés. Pour ceux qui ne comportaient qu'un seul fil rompu, la compensation fut faite sur les câbles voisins en leur appliquant une légère tension complémentaire.

Aucune autre rupture ne fut constatée dans les quatre travées suivantes, les injections ayant été effectuées au plus tard dans les six mois après leur mise en tension à pleine charge. Il apparaît indispensable d'injecter des câbles sous tension dans un délai maximum de un mois en atmosphère normale.

LANCEMENT DU PONT BAILEY

Le lancement du pont Bailey sur une brèche de 50 m au-dessus du Rhône souleva un problème très difficile. Il était impossible de franchir cette portée en console sans dispositif provisoire de renforcement ou sans appui intermédiaire. Or l'établissement d'une palée fixe au milieu des passes navigables était interdite. Même si elle

avait été permise, le coût de trois fondations constituées par des pieux, entretoisés et protégés par des avants-becs, établies en plein fleuve avec le maximum de profondeur en cet endroit, pour une opération qui durerait quelques heures, eut été prohibitif. Nous eûmes donc recours à un ensemble flottant (fig. 25), composé de six caissons métalliques insubmersibles accolés de chacun 10 t de force portante. Deux mâts métalliques convenablement raidis par des haubans pour empêcher leur flambement étaient montés à l'écartement des semelles des poutres du pont Bailey. Des essais de chargement sur modèle réduit avaient permis d'évaluer le coefficient de sécurité d'un tel équipement. Les caissons étaient reliés aux piles voisines par des câbles en croix disposés dans le plan horizontal. Les têtes de palées comportaient aussi des câbles le reliant aux piles. Tout cet équipement se trouvait ainsi parfaitement guidé dans ses déplacements. Arrivé au milieu de la travée il pouvait rester immobilisé en plan et se mouvoir seulement dans un plan rigoureusement vertical. Avant l'opération les caissons étaient ballastés à l'eau. Grâce à un avant-bec spécial fortement relevé, le Bailey prenait contact avec le haut des mats sans introduire de réaction appréciable pendant une bonne fraction de son avancement. Puis la charge appliquée avait tendance à enfoncer les caissons flottants qui étaient alors déballastés progressivement pour maintenir leur niveau constant (fig. 24). Lorsque le Bailey reposait enfin sur les deux béquilles encadrant la passe, il suffisait de reballaster pour dégager la palée.



(Cliché Travaux.)

FIG. 25. — Vue de lancement dans la travée centrale du viaduc.

Toutes ces opérations devaient se dérouler dans le cours d'une seule journée pour réduire au minimum la gêne apportée à la navigation.

Les lancements dans les deux premières travées qui constituaient précisément les passes navigables, se passèrent avec précision, suivant les prévisions sans aucun incident, malgré une légère crue et un courant très violent surtout dans la première travée.

Nous abordions donc sans aucune appréhension la manœuvre dans la troisième travée, qui bénéficiait de conditions bien meilleures :

- Absence de passe navigable, donc aucune nécessité de se presser ;
- Matériel et équipes bien au point après la réalisation des deux opérations précédentes ;
- Faible courant vers cette rive du Rhône ;
- Beau temps.

La seule différence avec les lancements antérieurs était la proximité relative du fond du fleuve et la présence de quelques pièces de l'ancien pont en fonte détruit. Toutefois nous avons procédé aux enlèvements de matériaux nécessaires et traîné des gabarits avant l'opération pour être certains de ne rien accrocher.

Le Bailey avait encore une dizaine de mètres à franchir avant d'atteindre l'appui sur pile lorsqu'un des ingénieurs remarqua une légère inclinaison de la palée flottante provisoire dans le sens de l'aval vers l'amont. Les réglages de redressement étaient en cours lorsque soudain tout le système s'effondra avec un certain freinage produit par la flexion en console du Bailey qui heureusement ne se rompit pas.

Malgré les investigations de tous les ingénieurs de la S. N. C. F. et de notre entreprise nous n'avons pas pu déceler les origines exactes de cet accident. L'hypothèse la plus vraisemblable est qu'une surtension dans un des câbles a amené sa rupture, puis le déséquilibre de tout l'ensemble. Les causes de cette surtension sont plus obscures, fausse manœuvre d'un treuilliste ? talonnage d'un des caissons flottants sur le fond du fleuve accentuant le déversement initial ? Nous l'ignorons.

Nous retiendrons surtout la difficulté de connaître les tensions dans des câbles multiples avec une exactitude suffisante, d'où la nécessité d'utiliser dans ce cas des sections offrant un coefficient de sécurité considérable même pour une opération provisoire. Nous avons d'ailleurs connaissance d'autres accidents provoqués par des câbles au cours de manœuvres de force. Malgré leur facilité d'emploi il convient donc de les employer avec circonspection.

POUTRE DE BUTÉE ET CHEVALETS D'EXTRÉMITÉ

La flexibilité considérable du pont Bailey a été une source de difficulté au moment du premier réglage de la poutre de butée. Celle-ci comprimée horizontalement développe des efforts vers le haut ou vers le bas suivant l'orientation de sa courbure. Il était capital de maintenir toujours une contreflèche vers le haut de façon à soulager le Bailey et à éviter toutes déformations en série pouvant conduire à un flambage.

Les chevalets provisoires de butée dont l'extrémité coïncide avec le bord extrême de la béquille, ont nécessité une mise au point approfondie et une réalisation impeccable pour assurer avec certitude la transmission correcte des forces au portique sur pile.

AVANCEMENT DU CHANTIER

L'avancement du chantier étudié avec minutie d'une rive à l'autre était intéressant au point de vue de l'effet de répétition. À partir de la troisième travée notamment, les rendements furent améliorés et l'exécution de la dernière travée se déroula dans le minimum de temps.

Toutefois, en cas de retard du chantier, ce procédé à l'avancement présente un inconvénient. Il ne laisse presque pas de latitude pour rattraper un retard : par exemple pendant l'exécution d'une traverse le rythme d'une semaine pour deux voussiers symétriques ne pouvait pratiquement pas être réduit. À cet égard un chantier classique avec attaque en plusieurs points laisse beaucoup plus de facilités de manœuvre.

CONCLUSIONS

De ce champ d'expérience à grande échelle que reste-t-il de valable ?

Le système de précontrainte utilisé présente certains avantages précieux :

- Ancrage absolu des fils, techniquement sûr, puisque non fondé sur des forces de frottement ou de coincement ;
- Mise en traction simultanée et identique d'un nombre quelconque de fils boutonnés sur une pièce d'ancrage commune ;

— Facilité d'adaptation à toute force de précontrainte en faisant varier le nombre des fils ; l'emploi de câbles de 100 t est courant avec ce procédé. Il facilite la pose et réduit les encombrements ;

— Réglage progressif de la précontrainte par paliers ;

— Contrôle possible à tout instant avant injection de la précontrainte introduite ;

— Possibilité de raboutage de câbles par manchonnage des têtes, au moyen de bagues filetées ou à rainure (fig. 26), cette faculté facilite les modes d'exécution par tranches successives précontraintes ;

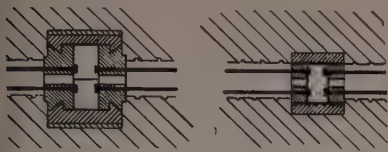


FIG. 26. — Dispositif de raboutage de faisceau.

(Cliché Travaux.)

— Possibilité de noyer un ancrage simplifié dans la masse du béton et par suite de recourir dans certains cas à des câbles rectilignes arrêtés suivant le diagramme des moments fléchissants.

A ces avantages relatifs aux câbles mis en tension par traction directe s'ajoutent, pour ceux mis en torsion :

— Une liaison parfaite avec la masse du béton et une bonne répartition de la précontrainte ;

— Une perte de tension nulle par suite de l'absence de frottement longitudinal.

Nous ajouterons qu'il nous paraît nécessaire d'utiliser des gaines résistantes et rigides, ondulées si possible pour augmenter la liaison avec l'ensemble du béton, mais sans saillies à l'intérieur pour diminuer les frottements et ne pas gêner l'injection du mortier.

Le recours à une poutre de butée pour équilibrer une exécution en encorbellement peut être commode et économique dans certains cas. Quelques améliorations pourront être apportées à son aménagement et à son utilisation, d'après les enseignements acquis à La Voulte.

Les coffrages-caissons auto-résistants en contreplaqués bakélisés se sont révélés remarquables pour l'exécution des parements verticaux. En fin de chantier ils étaient presque intacts malgré quarante emplois. Utilisés comme coffrage horizontal sous hourdis ils sont détériorés par la mise en place du ferrailage et les coups de vibreur. Aussi ont-ils donné de beaucoup moins bons résultats et le contreplaqué paraît moins indiqué en fond de moule.

La plupart de ces procédés ont été mis à profit pour la réalisation du pont d'Abidjan (fig. 27) où les seize poutres tubulaires de 46,5 m de long à section constante de 9,20 m de largeur et 5,80 m de hauteur sont préfabriquées par tronçons de 5,15 m au moyen de coffrages roulants et rétractables. Les tronçons sont reliés entre eux par précontrainte.

Chaque poutre est précontrainte dans tous les sens, transversalement par des câbles de 30 t et de 60 t (fig. 28), longitudinalement par des câbles de 100 t.

Ces derniers câbles rectilignes (fig. 29) sont arrêtés suivant la loi des moments fléchissants dans la poutre. Cette exécution en cours actuellement * a confirmé les avantages que nous avons énumérés.

Au point de vue stabilité le viaduc de La Voulte se comporte de façon remarquable. Aucun fléchissement des travées n'a pu être décelé depuis huit mois. L'élasticité est parfaite et les vibrations insignifiantes. Au cours de sévères épreuves qui durèrent cinq heures tous les appareils de mesure revinrent toujours au zéro après déchargement. Malgré la minceur relative du tablier la rigidité est considérable, les flèches sont comprises entre 8 et 10 mm pour les plus lourds convois. Elles correspondent aux flèches théoriques avec un coefficient d'élasticité de 400 000 kg/cm².

Finalement seul l'aspect de l'ouvrage reste et compte en particulier pour les touristes qui empruntent la Nationale 86 (fig. 31). L'inflexible rigueur du tablier rectiligne de hauteur constante (fig. 30), tendu sur 300 m d'une rive à l'autre, souligné par un seul bandeau, coupé à l'aval sur chaque pile, par la saillie d'un support de caténaire (fig. 32); est-il à la mesure de tous les efforts dépensés pour sa conception et pendant la construction? Appréciera-t-on ces lignes dépouillées, ces béquilles inclinées inhabituelles, ces parements bruts

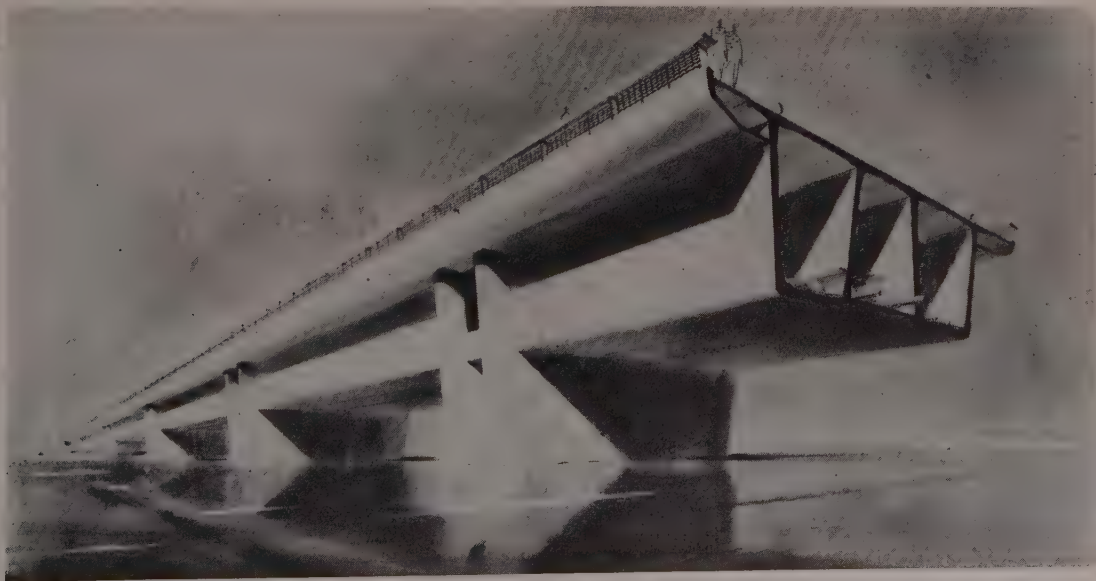


FIG. 27. — Le pont d'Abidjan.

* Le pont d'Abidjan est maintenant en service depuis fin mai 1957.

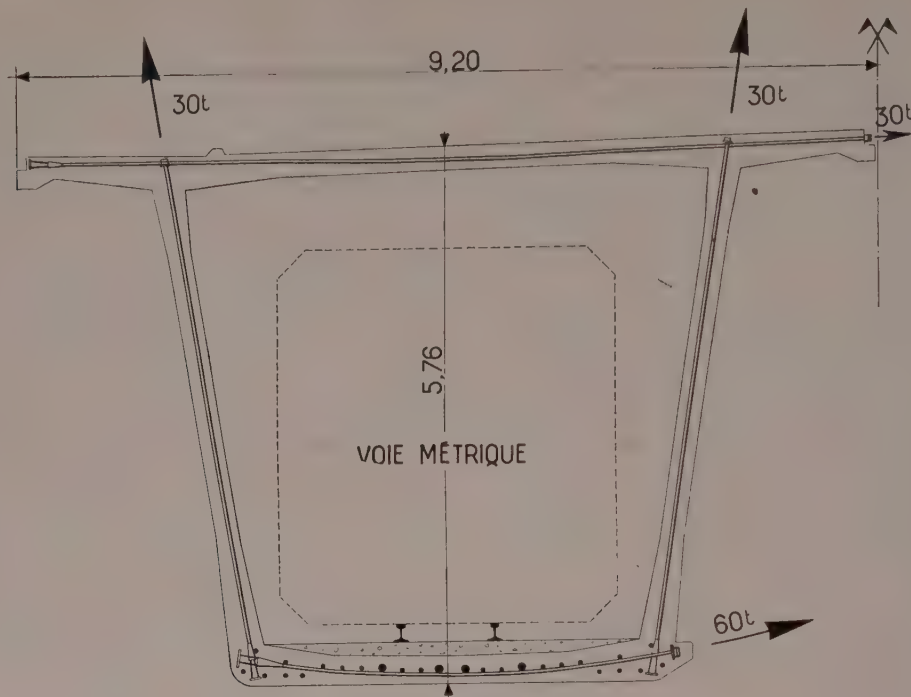


FIG. 28. — Pont d'Abidjan.
Câbles de précontrainte transversaux des poutres tubulaires en lagune.

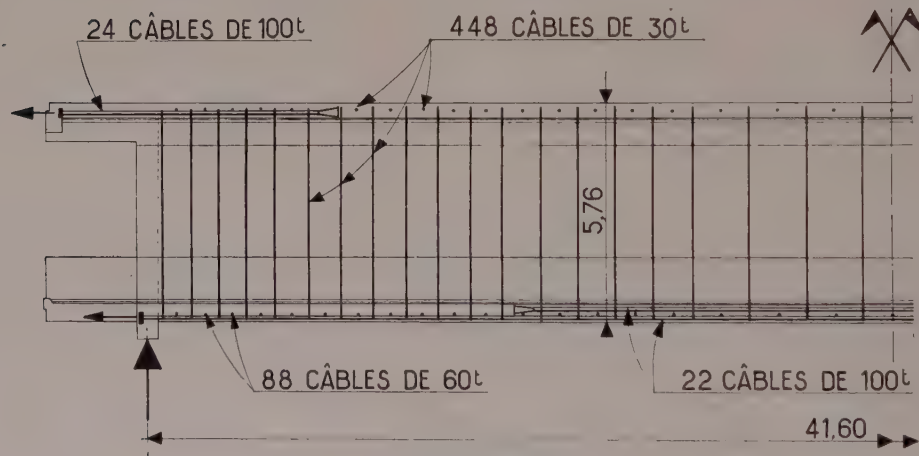


FIG. 29. — Pont d'Abidjan.
Câbles de précontrainte longitudinaux des poutres tubulaires en lagune.

de décoffrage, cette apparente sécheresse qui recèle tant de recherches et masque la puissance des 4 200 t de précontrainte emprisonnées dans chaque traverse ?

En ce qui nous concerne, tous les soucis étant désormais du domaine du passé il ne subsiste que la satisfaction de l'œuvre accomplie telle qu'elle se présente. Aussi je désire remercier M. le Président Jacques Fougereolle, qui toujours soucieux de progrès, a suivi ses techniciens dans leurs recherches, risque toujours grave à divers points de vue pour un chef d'Entreprise. Je remercie aussi, en les associant à cette réussite, mes collaborateurs des Entreprises Boussiron dont le dévouement et l'esprit d'équipe remarquable ont assuré le succès. Je ne peux tous les citer. Qu'ils me permettent de faire une exception en faveur du principal d'entre eux, M. Jean François qui a dirigé avec maîtrise les études et certaines phases délicates de l'exécution.

Enfin, nous exprimons notre gratitude à M. le Directeur Robert Lévi, aux ingénieurs de son service, ainsi qu'à la Direction de la Région Méditerranée responsable des travaux, d'avoir bien voulu adopter notre variante avec tous ses aléas, nous donnant ainsi l'occasion de réaliser ce premier grand pont-rail français en béton précontraint, le plus long du monde sous voie ferrée normale.



FIG. 30. — Viaduc vu de l'amont.



Ray-Delvert.)

FIG. 31. — Passage supérieur sur la RN 86 — Rive droite.



(Photo Ray-Delvert, cliché Travaux.)

FIG. 32. — Détail d'une tête de pile,
des héquilles de la travée indépendante.

(Reproduction interdite.)

JUILLET-AOUT 1957

Dixième Année, N^{os} 115-116

Série : **BÉTON PRÉCONTRAIT** (24)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 5 FÉVRIER 1957

sous la présidence de **M. FREYSSINET**,
Inspecteur Général honoraire des Ponts et Chaussées



(Photo aérienne Bruel, Angers.)

L'USINE THOMSON-HOUSTON A ANGERS

Sheds précontraints auto-porteurs

par **M. Thierry JEAN-BLOCH**,
Ingénieur-Conseil (E. C. P.)

ASSOCIATION FRANÇAISE DES PONTS ET CHARPENTES
INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

En dépit de la déclaration d'incompétence que j'ai faite ici même il y a quelques semaines, je me trouve présider une seconde conférence sur un problème de couverture de même ordre, un peu plus difficile puisqu'il s'agit aujourd'hui de sheds, obtenus par des voûtes dont les retombées sont placées à des niveaux différents, toutes les retombées devenant des retombées de bordure. Nous avons vu que c'est le cas le plus difficile, et d'autant plus qu'il y a intérêt à réduire le plus possible le volume de la bordure haute.

Un président plus qualifié, entraîné au maniement des équations d'équilibre des coques aurait pu mieux diriger peut-être la discussion qui doit logiquement clore votre exposé et l'empêcher de s'enliser dans des bavardages étrangers à la question traitée. Mais puisque votre choix s'était porté sur moi, je ne pouvais qu'accéder à votre demande. Nous sommes des amis de longue date ; à votre sortie de Centrale vous avez travaillé deux ans chez Baffrey-Hennebique, puis vous êtes entré à la STUP où j'ai apprécié vos éminentes qualités d'ingénieur. Vous m'avez donné une aide précieuse pour l'étude et la présentation de projets importants. C'est avec mon approbation et mes encouragements que vous avez assumé les responsabilités de l'Ingénieur-Conseil. Seulement pour employer une métaphore connue, il y a plusieurs branches à l'arbre de la précontrainte. Vous avez cultivé plus particulièrement celle qui produit des couvertures de bâtiments.

La technique de ces constructions a été poussée par de nombreux auteurs à un très haut degré de complication et je crains de ne l'avoir pas assimilée suffisamment pour vous aider à résoudre les difficultés dont vous m'avez parlé. Car M. Thierry Jean-Bloch a rencontré des difficultés et nous demande de l'aider à les résoudre.

Sur son bâtiment lui-même, je n'ai rien à dire, sinon qu'il me paraît parfaitement adapté à sa fonction. Plus de tirants, donc plus de surfaces horizontales accumulant les poussières, plus de lignes d'ombre ; plus d'obstacles gênants pour les appareillages intérieurs ; grands écartements de poteaux donnant l'utilisation maximum du volume couvert, éclairé et chauffé ; les systèmes de coffrage et de décoffrage sont rationnels et économiques. Il est heureux que l'application de la précontrainte permette d'obtenir des bâtiments aussi bien adaptés à leur fonction sans exagération excessive des prix de revient.

Mais, en ingénieur curieux, M. Thierry Jean-Bloch a voulu vérifier ses calculs et ses hypothèses ; pour cela il a calculé certaines déformations puis il les a mesurées. Il se trouve que ses mesures donnent des chiffres très inférieurs à ceux de ses calculs et il voudrait que nous l'aidions à en comprendre la raison. Quand vous aurez entendu son exposé, si quelques-uns d'entre vous ont des suggestions à nous faire à ce sujet, nous serons heureux de les entendre.

Avant M. Bloch, nous aurons le plaisir d'entendre M. Ricard, Attaché à la Direction Générale de la Compagnie Française Thomson Houston, qui nous fera connaître les raisons qui ont entraîné la préférence de sa Société pour la solution béton précontraint.

L'opinion des usagers en matière de bâtiments a bien entendu, pour nous, constructeurs, une importance capitale, particulièrement sur la question des prix de revient. Sur ce plan, la comparaison charpente-béton précontraint est toujours délicate ; car on ne compare pas toujours des choses exactement équivalentes. Il a pu arriver ainsi que le manque d'entraînement de certaines équipes d'exécution ou de certains bureaux, ait élevé anormalement certaines estimations béton précontraint. En sorte que l'opinion que le béton précontraint en général plus cher, a été préféré pour sa qualité, qui se reflète dans l'exposé de M. Ricard a pu être exceptionnellement vraie.

J'ai de bonnes raisons de croire que ce fait est plus rare s'il arrive encore. En effet, des projets importants de bâtiments en acier ont été transformés en béton précontraint avec avantage non seulement sur les plans esthétique, confort, risque d'incendie, mais avant tout avec de gros avantages de prix de revient.

Je tenais à le dire, avant de donner la parole à M. Ricard qui va d'abord vous dire les raisons invoquées par la Compagnie Thomson Houston.

RÉSUMÉ

Le hall atelier d'Angers de la Compagnie Thomson-Houston destiné à la fabrication et au montage de postes récepteurs de télévision a 5 m de hauteur libre sous poutres, 110 m de large et 175 m de long. Il est couvert en sheds voûtés donnant un éclairage abondant et permettant un chauffage par tubes radiants d'eau chaude placés en plafond.

L'usine compte 26 travées dans le sens de la longueur

et 5 dans le sens de la largeur. Les poteaux en double té forment avec des nervures, situées au-dessus des sheds, des portiques multiples de 8,30 m de portée. Les sheds sont en voile de 6 cm d'épaisseur et de 6,70 m de rayon et sont reliés aux chéneaux par des meneaux légers. Aucun joint de dilatation n'a été prévu. Les arcs et les voiles de couverture sont précontraints. Ils ont été construits sous cintres déplaçables.

INTRODUCTION DE M. RICARD

Ancien Élève de l'École Polytechnique,
Attaché à la Direction Générale de la Compagnie Française Thomson-Houston

Pour réaliser la fabrication et le montage de postes récepteurs domestiques de télévision, la Compagnie Française Thomson-Houston a entrepris à Angers la construction d'un hall-atelier dont le programme a été fixé au début de l'année dernière.

Voici les bases de ce programme :

Nous voulions un hall ayant 5 m de hauteur libre sous poutres, 110 m de large dans le sens est-ouest et 175 m de long dans le sens nord-sud. La construction devait commencer par le sud et pouvoir être poursuivie vers le nord. Les lignes de poteaux éventuels devaient réserver dans le sens est-ouest des portées libres de 22 m ou d'un multiple de 22 m à cause de la largeur des chaînes de fabrication orientées nord-sud.

Pour améliorer le plus possible le confort de notre personnel qui exécute un travail délicat, nous exigeons un éclairage naturel abondant et uniforme à partir de baies vitrées à l'abri du soleil. Nous voulions également la possibilité de chauffer par des tubes radiants d'eau chaude placés au plafond.

La ventilation devait être bonne sans apport extérieur de poussières et une certaine insonorisation possible.

Une large consultation auprès des spécialistes du béton et du fer nous a donné les résultats suivants :

Parmi les solutions présentées, seules les solutions en sheds face au nord offraient l'éclairage uniforme souhaité. Elles permettaient également le chauffage par des tubes rectilignes, parallèles et horizontaux.

Les solutions présentées pour réduire le nombre des poteaux dans le sens nord-sud entraînaient une complication et un supplément de prix injustifié pour l'usage de notre atelier. L'écartement des poteaux de 8,30 m, envisagé initialement, a été retenu car il donne à la voûte une hauteur raisonnable (chauffage) et permet de placer en vitrage des verres ondulés de 2,45 m.

Ayant retenu les sheds de 8,30 m, il restait à choisir le type de construction : fer ou béton. Dans certains cas, quand la préparation du sol (achat, nivellement, fondations) doit être longue, la solution métallique préfabriquée en usine permet un délai global plus réduit que le béton. Ce n'était pas le cas pour Angers et si nous avons retenu les sheds en béton précontraint présentés par l'Entreprise Brochard et Gaudichet, c'est parce que la forme de leur voûte et leur absence totale de membrures convenaient le mieux pour réaliser le cadre agréable de travail que nous voulions obtenir. À la pureté des formes, nous comptons ajouter la beauté des couleurs en suivant les conseils de notre architecte Madelain.

Ajoutons que le prix de la solution béton qui nous a paru la plus esthétique est, sous sa forme précontrainte, du même ordre de grandeur que celui de la solution métallique dont l'entretien est plus difficile.

M. le Président. — Je remercie très sincèrement M. Ricard en votre nom et au mien pour son exposé remarquablement clair et je donne la parole à M. Jean-Bloch.

SUMMARY

The Thomson-Houston factory at Angers for the manufacture of television receivers, has a free height of 16 ft. 6 in. under the beams, is 361 ft. wide and 574 ft. long. The vaulted saw-tooth roof gives abundant light and permits heating by hot-water radiant tubes placed in the ceiling.

The factory has 26 bays in its length and 5 in its width.

The double T columns form with ribs situated above the sheds multiple portal frames of 27 ft. span. The sheds are of 2,4 in thick shells with a radius of 22 ft. and are connected to the gutters by light mullions. No expansion joints were used. The arches and the roof shells are prestressed. They were constructed using movable centerings.

EXPOSÉ DE M. JEAN-BLOCH

Laissez-moi d'abord vous remercier, M. le Président, des paroles si gentilles que vous avez prononcées et qui constituent le meilleur des encouragements. Le peu de choses que je connaisse, je vous le dois. Vous avez mis entre nos mains des outils extraordinaires; vous m'avez encore appris la manière de raisonner.

La solution que j'avais proposée pour la construction de cette usine n'est pas nouvelle. Des ouvrages similaires étudiés par M. Van der Vlugt du bureau de M. Bouvy ont déjà été réalisés ces dernières années en Hollande. En particulier l'usine *Cincinnati* près de Rotterdam est couverte par des sheds auto-porteurs de 20 m de portée et 8,00 m d'ouverture environ. Ce sont des dimensions comparables à celles de l'usine Thomson-Houston.

La chocolaterie d'Oosterhooft est couverte par des sheds de dimensions beaucoup plus importantes; leur portée atteint 40 m et leur ouverture 12 m.

Nous avons essayé de profiter des enseignements apportés par ces premières réalisations pour réduire les quantités de matériaux mis en œuvre et améliorer les procédés de construction.

Les expériences assez rudimentaires que nous avons pu faire par la suite, montrent la possibilité d'aller plus loin dans cette voie.

Dans les usines que je viens de citer, la construction progresse du nord vers le sud. Chaque shed s'appuie sur le précédent. Il est parfaitement stable dès son décentrement. La réutilisation du cintre dans ces conditions exige le démon-

tage de la partie supérieure de l'échafaudage ou une manœuvre compliquée pour pouvoir passer sous les cheneaux.

Nous progressons ici du sud vers le nord. C'était le désir du Maître de l'Ouvrage, pour conserver la facilité d'extension vers le nord et l'entrepreneur devait y trouver une grande facilité d'exécution. Le cintre peut être déplacé après un abaissement minime. Des précautions ont été prises pour assurer la stabilité du shed après l'enlèvement du cintre. Ces précautions pourraient être réduites si une nouvelle application se présentait.

Dans le programme initial, l'usine projetée devait s'étendre sur 110 m de largeur et 216 m de longueur, couvrant ainsi une surface totale de 24 000 m² environ. Par la suite la Compagnie Thomson-Houston devait limiter provisoirement à 174 m la longueur de l'usine et par conséquent à 19 350 m² environ sa surface. Récemment elle a pris la décision de poursuivre la construction sans interruption pour réaliser les 24 000 m² prévus à l'origine. La longueur de l'usine devait être divisée en vingt-six travées de 8,30 m et la largeur partagée en cinq travées de 22,00 m. Pour respecter ces données et obtenir l'éclaircissement demandé, nous avons proposé des sheds auto-porteurs en béton précontraint.

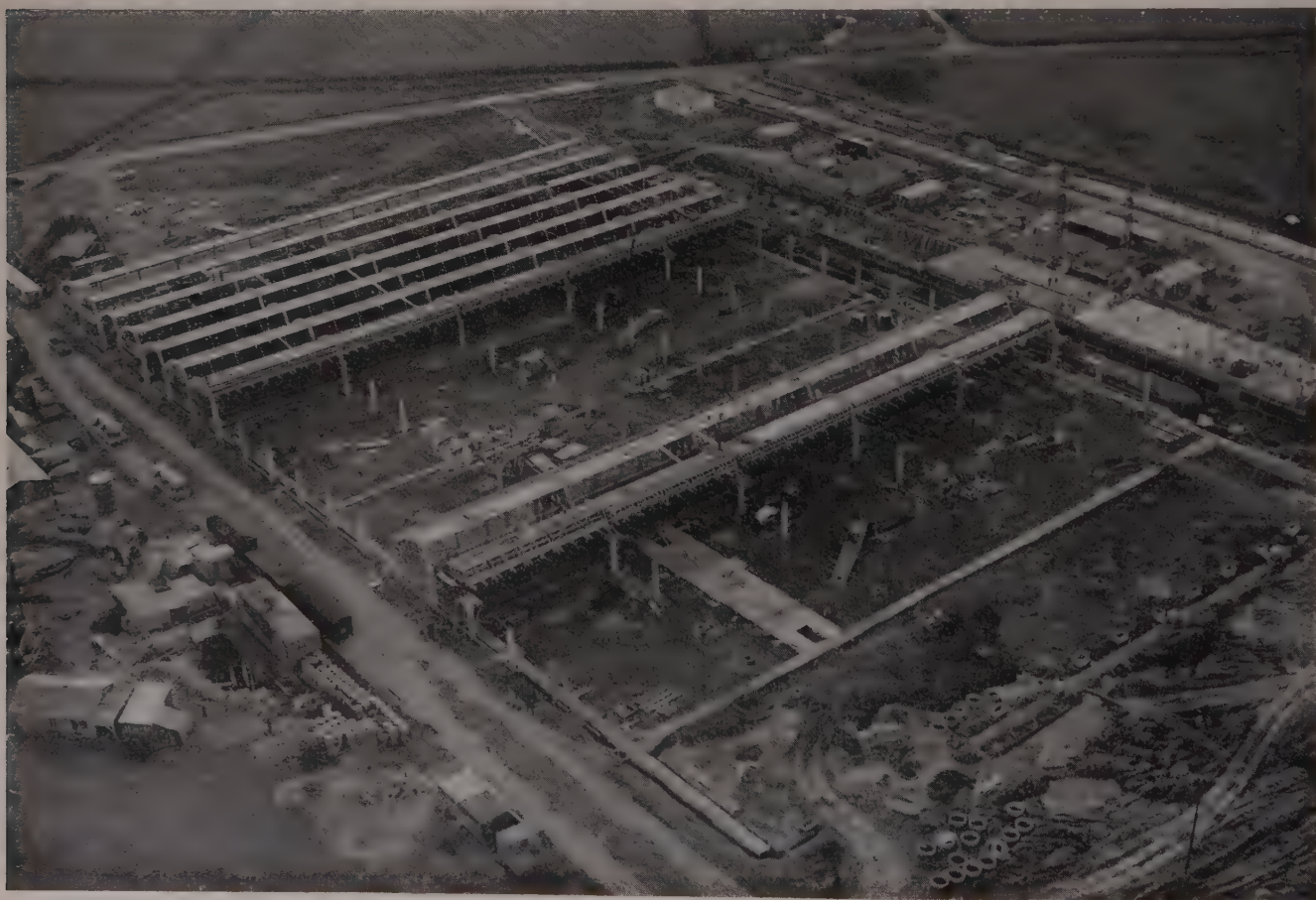


FIG. 1.

(Photo Bruel, Angers.)

Il nous était demandé en variante l'examen de solutions conduisant à un écartement plus grand des points d'appui. Une comparaison rapide montrait que les sheds de 27,50 m de portée au lieu de 22,00 m nécessitaient des quantités de matériaux nettement supérieures sans qu'il en résulte une amélioration appréciable pour l'exploitation de l'usine.

La solution initiale a été retenue. Certaines modifications de détails ont été apportées par la suite à la demande de la Thomson-Houston, notamment l'utilisation des verres ondulés armés dits "verres ondulit".

Les poteaux ont une hauteur totale de 5,75 m au-dessus des fondations et 5,00 m seulement au-dessus du sol. En enterrant les fondations de 75 cm, le Maître de l'Ouvrage avait en vue de faciliter la pose de canalisations souterraines. Ces poteaux ont une section en double té s'inscrivant dans un carré de 50 cm de côté. Ce profil a été choisi pour effacer les descentes d'eaux pluviales et éviter de les placer dans l'axe du poteau.

Les fondations sont des puits de profondeur variable descendus jusqu'au bon sol. Les têtes des poteaux sont réunies par des arcs de 8,30 m d'ouverture qui s'inscrivent au-dessus des sheds et des vitrages. Ces arcs forment avec les poteaux des portiques multiples. Ils servent d'appuis aux sheds et sont entièrement à l'extérieur de l'usine. Leur épaisseur est de 40 cm et leur hauteur variable atteint 60 cm dans les sections les plus sollicitées. Les mêmes portiques existent dans les façades est et ouest (fig. 1). Les arcs dans les deux travées sud sont légèrement renforcés pour résister à des moments plus élevés. Du fait de la suppression de tout tirant, des poussées subsistent aux pieds des poteaux. Pour les poteaux intermédiaires ces poussées viennent uniquement de l'action des surcharges dissymétriques et sont très faibles. Pour les poteaux des pignons sud et nord, les poussées des charges permanentes sont plus importantes. Elles sont équilibrées par la butée du terrain sur les puits de fondation. Pour réduire le coefficient de butée et éviter un déplacement des puits, l'effort au pied de chaque poteau a été réparti entre deux puits par un tirant.

Les sheds sont formés d'un voile circulaire et d'un chéneau

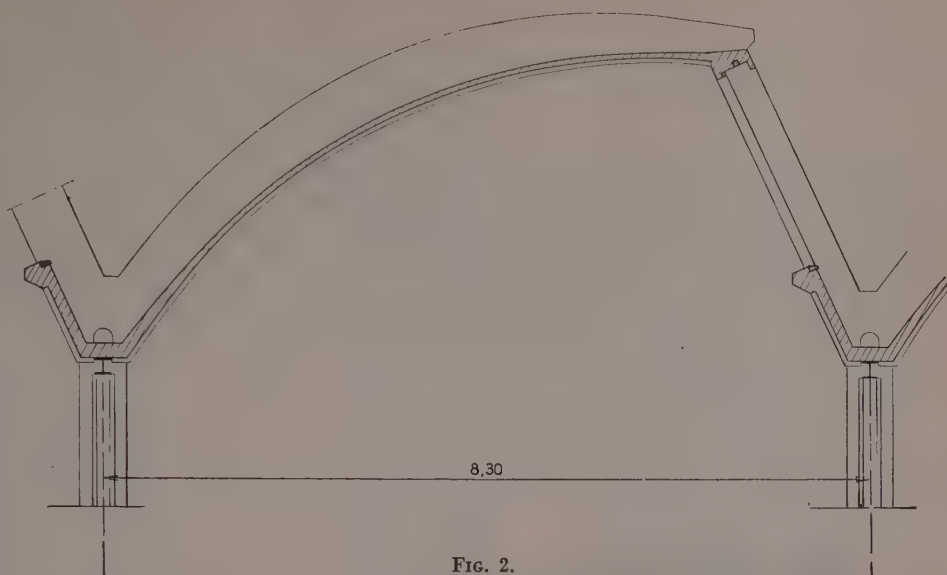


Fig. 2.

(fig. 2). Le voile a un rayon moyen de 6,72 m et une épaisseur de 6 cm. La tangente est horizontale sur le bord supérieur. Le fond du chéneau a 50 cm de largeur et 15 cm d'épaisseur et sa paroi sud a 12 cm d'épaisseur et 1,10 m de hauteur. Cette paroi latérale est raidie par une petite nervure sur son bord supérieur. La génératrice supérieure du shed est également raidie par une nervure dont l'importance a été déterminée par la nécessité d'assurer une bonne étanchéité au-dessus des vitrages ondulés. En réalité cette nervure supérieure est trop importante pour la stabilité du shed et il y aurait intérêt à la réduire.

J'ai dit que l'épaisseur du voile était de 6 cm, en réalité cette épaisseur règne sur la presque totalité de la surface mais a dû être légèrement augmentée en deux zones : vers la jonction au fond du chéneau elle croît progressivement jusqu'à 13 cm; d'autre part vers les deux nervures d'appuis elle a été portée localement à 7 cm pour assurer un enrobage satisfaisant des câbles de précontrainte.

Dans le plan des vitrages, le bord supérieur de chaque shed est réuni au bord supérieur du chéneau suivant par des meneaux en béton de 8 cm de largeur et 12 cm d'épaisseur. Ces butons sont distants les uns des autres de 4,20 m. Ils sont très minces et très peu nombreux, et placés derrière les vitrages (fig. 3).



Fig. 3.

(Photo Bruel, Angers.)

Les sheds ne présentent ni tirants ni nervures transversales. La face inférieure de la couverture apparaît comme une surface cylindrique sans aucun incident. Vous pouvez le constater sur cette vue où vous voyez en enfilade une travée de 110 m (fig. 4).

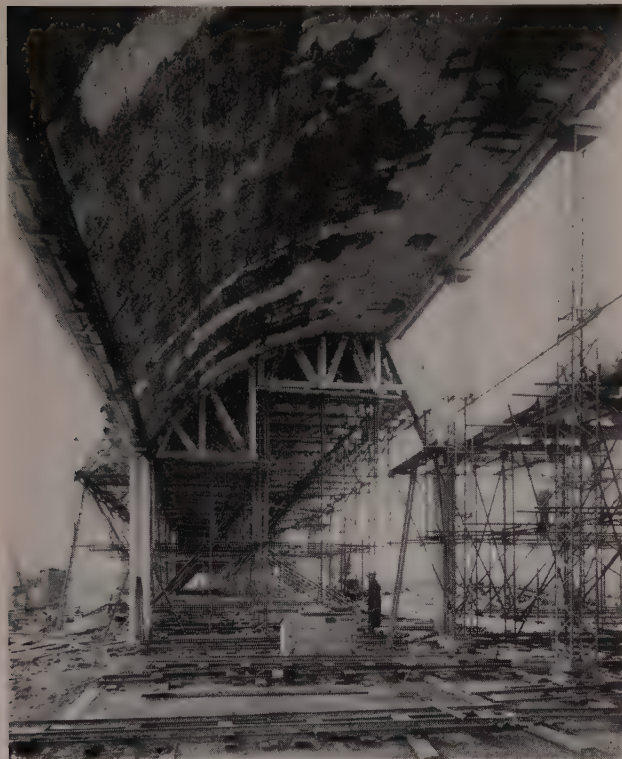


FIG. 4.

(Photo Bruel, Angers.)

Dans les deux façades latérales est et ouest, des bandeaux ont dû être prévus au niveau des têtes de poteaux pour le remplissage des pointes des sheds. Ces bandeaux ont des dimensions assez importantes, choisies pour des seules considérations architecturales. Les façades sont faites de briques avec une ossature métallique et châssis vitrés. Pour assurer l'étanchéité de ces façades, des engravures ont été ménagées dans les poteaux correspondants.

Les sheds proprement dits ont été coulés sur des panneaux d'Héraklith de 50 mm d'épaisseur destinés à assurer la bonne isolation thermique et aussi pour éviter la résonance. Les vitrages utilisés sont des verres ondulés et la longueur maximum qui a pu être obtenue de la Société *Saint Gobain* est de 2,45 m. Cette donnée a fixé à 2,25 m la hauteur de l'ouverture.

L'étanchéité est réalisée par un feutre asphalté posé sur le béton.

Des profilés métalliques seront fixés sous tous les cheneaux et serviront de support à des monorails de 500 kg de charge au crochet, qui pourront être placés aussi bien dans une direction que dans l'autre.

Le chauffage de l'usine sera réalisé au moyen de convecteurs suspendus à la couverture et la ventilation assurée par des chenards dans chaque maille. Pour ces chenards on a ménagé à mi-portée de chaque shed une trémie circulaire dans le voile de 80 cm de diamètre. Aucune précaution n'a été prise pour ces trémies, sauf quelques barres d'acier doux sur leur pourtour. La nervure qui la borde sert uniquement d'appui à l'appareil de ventilation (fig. 5).

Le béton représente une charge de 225 kg/m² et l'ensemble des aménagements, une surcharge permanente de 115 kg/m².

Cette usine de près de 24 000 m² ne présente aucun joint de dilatation. En travers sur les 110 m de largeur, pour que les déformations de la couverture puissent se produire librement, les poteaux de rive est et ouest sont articulés en pied et en tête, les poteaux avant rive en pied seulement. Seuls les poteaux des deux lignes centrales sont encastres aux deux extrémités. Ainsi les dilatations de la travée centrale sont gênées par ces encastrements, tandis que les rives peuvent se déplacer librement. Le calcul montre que les dilatations thermiques déter-

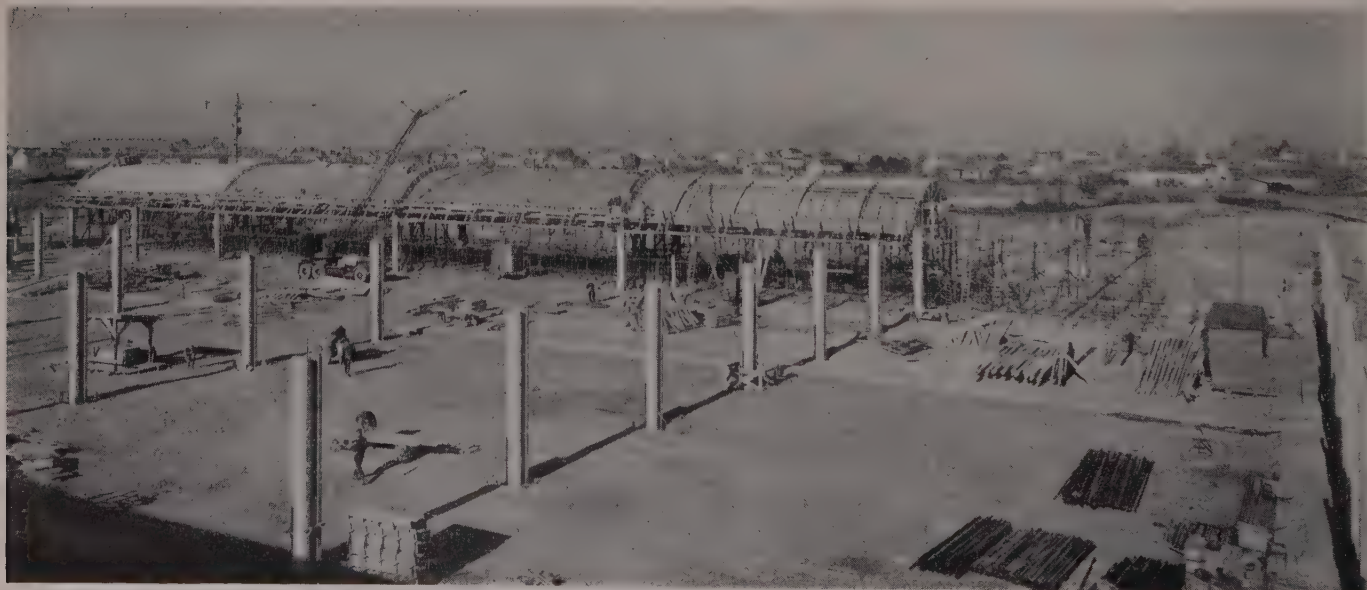


FIG. 5.

(Photo Bruel, Angers.)

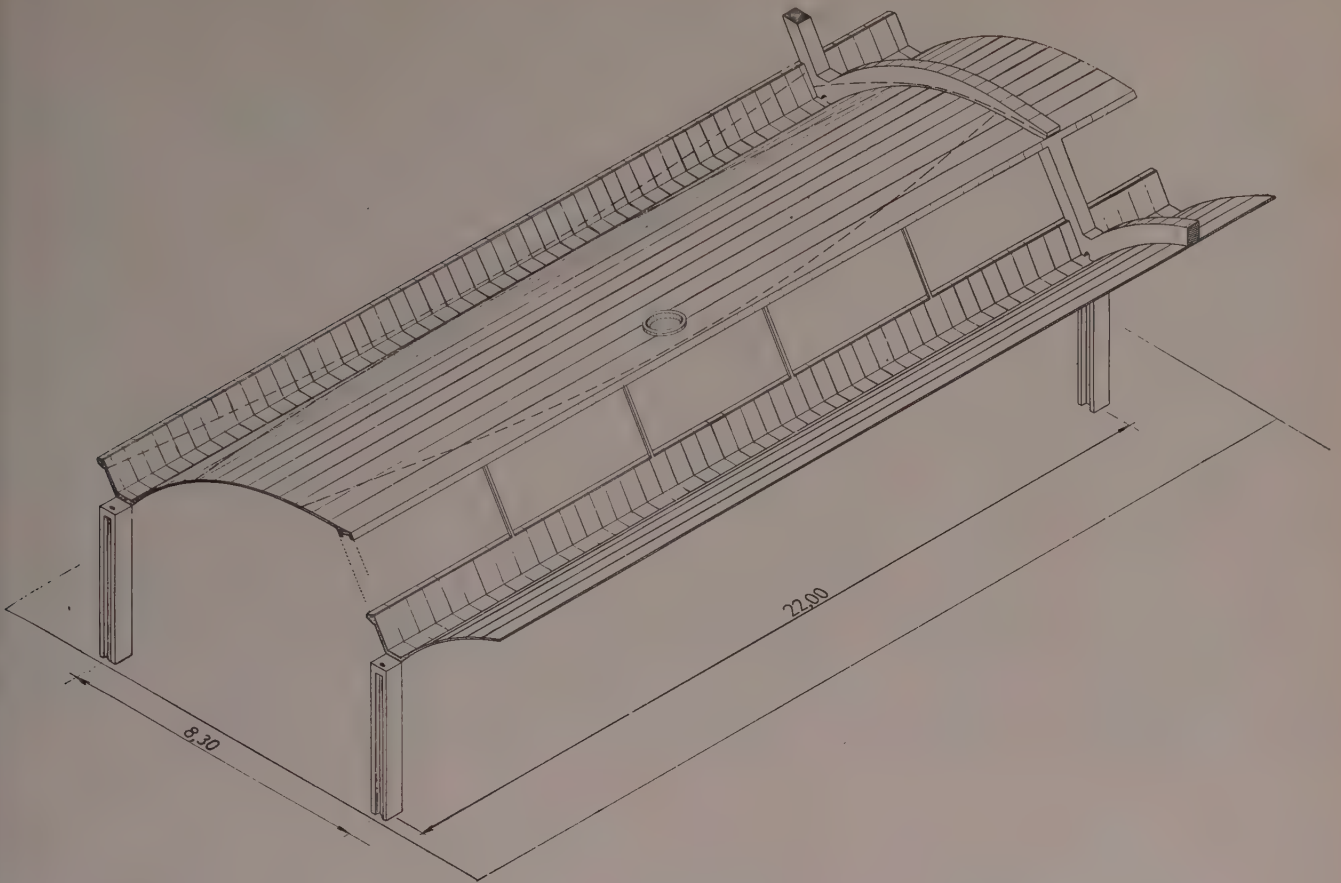


FIG. 6.

minent des moments de flexion relativement faibles, que la construction peut supporter sans supplément d'armatures. On aurait pu réduire le nombre des articulations et ainsi augmenter la stabilité de l'ouvrage; il aurait fallu pour cela accepter des contraintes de traction dans le béton, au moins aux températures extrêmes. Nous n'avons pas eu le temps de défendre et de faire prévaloir ce point de vue. Toutes les articulations sont réalisées suivant les principes donnés par M. Freyssinet, par rétrécissement des sections de béton.

Dans le sens sud-nord, les dilatations thermiques se traduisent par un soulèvement de l'arête supérieure, auquel la souplesse des voûtes sans nervure ne peut s'opposer. Cette souplesse permet d'accepter des soulèvements inégaux aux deux extrémités de la travée de 22,00 m. Sur les lignes de poteaux intermédiaires, les arcs porteurs sans tirants se déforment sans déplacement horizontal des têtes de poteaux comme les voûtes elles-mêmes. Dans les deux façades est et ouest, les bandeaux qui portent le remplissage des joints de sheds, solidarisent trois travées adjacentes. Ces groupes de trois travées sont séparés par des travées de dilatation pour la façade dont les déformations thermiques sont quadruples de celles des nervures intermédiaires. Dans ces travées de dilatation, les bandeaux désolidarisés des poteaux sont suspendus à la couverture.

Sous les bandeaux, les façades elles-mêmes sont indépendantes de l'ossature.

Toute la couverture est en béton précontraint, aussi bien les arcs porteurs que les voiles. Pour les premiers, les câbles de

précontrainte contribuent avec une armature en acier doux à leur conférer une résistance suffisante. Dans le voile trois groupes de câbles sont placés dans la paroi latérale du cheneau, dans la retombée inférieure de la voûte et dans la partie supérieure (fig. 6).

Longitudinalement le shed est calculé comme une poutre continue dont chaque travée est appuyée le long des sections extrêmes sur les arcs porteurs. Les contraintes produites par les charges extérieures et les précontraintes ont été calculées par les formules classiques de la flexion déviée. Ce calcul est valable en raison de la grande portée des voûtes par rapport à leur ouverture. Les contraintes normales résultantes sont des compressions inférieures en chaque point à 50 kg/cm^2 .

La flexion longitudinale du shed donne naissance en chaque point d'une section transversale à des cisaillements. Les théories classiques permettent de calculer ces cisaillements par une formule simple, à condition d'admettre :

- Que les moments de flexion sur un élément du voile perpendiculaire aux génératrices soient nuls;
- Que les contraintes tangentielles perpendiculaires à la ligne moyenne du voile soient nulles;
- Que les moments de torsion en chaque point du voile soient nuls;
- Que les déformations angulaires d'effort tranchant soient négligeables;
- Que le coefficient de Poisson soit nul.

Toutes ces hypothèses étant admises, les cisaillements dans une section transversale donnée, ont une résultante égale à l'effort tranchant qui passe par le centre de torsion.

Une tranche du shed limitée par deux plans verticaux voisins, perpendiculaires aux génératrices est soumise à l'action des charges extérieures, aux cisaillements le long des deux bords latéraux et aussi à la pression des câbles de précontrainte sur le béton. Pour que ces efforts soient en équilibre, il faut en outre un couple de torsion qui peut provenir ou bien des réactions des deux sheds adjacents, ou bien d'une rotation de la section transversale.

Si la rotation de la section est rendue impossible au moyen d'étais pendant la construction, et par appui sur les sheds voisins après leur exécution, on peut déterminer facilement les valeurs des réactions sur les bords supérieurs et inférieurs, et connaissant ainsi tous les efforts agissant sur une tranche du shed, calculer les moments de flexion transversaux.

En répartissant convenablement les câbles de précontrainte entre les deux bords du voile circulaire et la paroi latérale du cheneau, en choisissant leur courbure, il est possible de choisir une section transversale de forme telle que les moments transversaux soient nuls en tout point pour un cas de charge donné, par exemple la charge permanente et la moitié de la surcharge. La surcharge résiduelle seule provoquera des flexions transversales.

Ici nous n'avons pas cherché à réduire les moments transversaux aux valeurs les plus faibles possible, mais seulement à des valeurs acceptables pour un voile de 6 cm d'épaisseur armé d'un treillis soudé. Ces moments ne dépassent pas 150 kgm/m. Les réactions demandées aux sheds voisins pour assurer l'équilibre sont inférieures à 300 kgm/m. Elles sont

du même ordre de grandeur que le poids de la nervure supérieure, évidemment trop lourde, et dimensionnée uniquement pour l'étanchéité des vitrages.

Le nombre total des câbles de précontrainte, déterminé par la flexion longitudinale, est de neuf pour chaque maille de rive est et ouest, et de huit pour chaque maille intermédiaire. Ces câbles sont constitués par douze fils de 5 mm. La figure 7 montre les câbles de la retombée de la voûte et la figure 8 les câbles dans la paroi du cheneau. Ce sont les procédés S. T. U. P. qui ont été utilisés.

Au lieu d'assurer l'équilibre par un appui sur les sheds voisins, on aurait pu l'obtenir par rotation du shed, et par suite par la naissance de cisaillements supplémentaires. Le calcul dans les hypothèses déjà indiquées, montre dans ce cas l'existence de moments transversaux inacceptables pour un voile de 6 cm, même si la rotation était très faible, et qu'elle réduise les réactions des sheds voisins de 100 kg/m seulement. Si telle était la vérité, l'ouvrage aurait été instable pendant sa construction et des accidents auraient pu se produire. L'expérience n'a pas confirmé dans ce domaine le résultat du calcul. Cette instabilité provisoire aurait disparu de toute façon dès que l'appui sur la travée suivante eût été réalisé.

La précontrainte nécessaire pour la résistance longitudinale a permis de réduire la flexion transversale du voile de 6 cm d'épaisseur à tel point qu'aucune nervure n'a été nécessaire.

Les quantités de béton mises en œuvre pour réaliser la structure en excluant les fondations sont de 12 cm par mètre carré couvert, et moins de 11 cm pour la couverture seule sans les poteaux et les bandeaux de façade. Pour cette couverture, il a fallu 2,3 kg d'acier dur par mètre carré couvert et 5,7 kg d'acier doux, ce qui représente au total une densité d'acier de 73 kg/m³.



FIG. 7.

(Photo Bruel, Angers.)



FIG. 8.

(Photo Bruel, Angers.)

L'échafaudage très simple a été mis au point par l'entrepreneur. Pour chaque maille, le cintre comprend cinq éléments constitués par des tubes métalliques. Les éléments tubulaires verticaux sont équipés en pieds de vérins à vis. Le cintre porte un platelage non jointif sur lequel seront posées comme coffrage perdu, les plaques d'Héraklith de 50 mm d'épaisseur. Le coffrage latéral du cheneau s'efface par rotation autour de la génératrice inférieure. Des contrecoffrages sont posés pendant le bétonnage du cheneau et de la naissance de la voûte (fig. 9).



FIG. 9.



FIG. 10.

Une centrale à béton a été installée à poste fixe. Le béton est transporté par des chariots automoteurs. Ces dumpers montent à proximité du lieu d'emploi sur des rampes en bois et déversent le béton dans des bassicots. Ceux-ci sont levés au moyen d'une grue-auto. Un seul engin de levage est nécessaire pour le coulage. Le procédé évite la ségrégation du béton (fig. 10 et 11).

Les agrégats concassés viennent des carrières de l'entrepreneur et ont été l'objet d'une étude granulométrique soignée. Le ciment est du ciment Portland ordinaire. Les précontraintes



FIG. 11.

ont pu être réalisées pendant l'automne, quatre jours après bétonnage, ce délai ayant été porté à sept jours pendant la période d'hiver. Toutes les mises en tension pour une maille sont faites en deux heures.

Les meneaux placés derrière les vitrages sont préfabriqués.

Un cintre a été placé sous les cinq mailles adjacentes d'est en ouest permettant ainsi le travail simultané dans les cinq travées.

Avant le bétonnage d'une maille, les meneaux de la travée précédente sont posés et suspendus au bord supérieur du shed au moyen d'une tige filetée et d'un écrou. Le joint est maté au mortier. À la base du meneau, des armatures en attente pénètrent dans la paroi latérale du shed en cours d'exécution.

Après bétonnage et durcissement, les précontraintes sont effectuées. Tous les ancrages sont accessibles, que les travées voisines soient ou non bétonnées. Le décintrement peut être effectué aussitôt après que les câbles ont été tendus et de la façon suivante :

L'élément central du cintre de 4,20 m de largeur est abaissé de quelques centimètres et posé sur des wagonnets. Il est aussitôt ripé. Deux étais métalliques sont posés sous la nervure supérieure contre les cintres restant et soigneusement calés.

Les deux éléments de cintre suivants sont à leur tour abaissés et ripés et deux étais supplémentaires mis en place. Tous les coins sont recalés pour ramener le bord du shed à son niveau initial.

Les deux derniers éléments de cintre, voisins des poteaux sont enfin enlevés et les quatre étais recalés (fig. 12).

Les étais peuvent être retirés après bétonnage de la travée suivante et sont réutilisés pour cette travée. Il y a donc autant de jeux de quatre étais que de cintres.

L'utilisation des étais, qui ont été l'objet de nombreuses discussions, évite théoriquement toute rotation du shed. Pour la première maille, nous avons prévu sous ces étais une rampe de vérins plats qui auraient permis un réglage parfait des niveaux. Toutes les précautions avaient été prises pour que le shed fléchisse sans torsion. Elles ont été déjouées par

un tassement de quelques millimètres du sol sous les étais. La voûte n'en a subi aucun dommage.

Nous avons essayé de mesurer la capacité de résistance à la torsion du shed et nous avons opéré sur une travée de rive, avant précontrainte de la travée voisine, de manière à ce que l'encastrement dans cette travée soit négligeable et les déplacements aussi importants que possible.

Le décintrement a été effectué comme d'habitude et des fleximètres ont été posés sous le bord supérieur du shed, et ceux des deux travées précédentes. Ces appareils ont pu être mis en place après l'enlèvement de l'élément central du cintre.

Quand le décintrement a été déterminé, des vérins sacs ont été introduits sous les étais, et reliés par une rampe à une pompe et à un manomètre. Les vérins ont été gonflés jusqu'à ce que les cales soient libérées et retirées, soit à une pression de 55 kg/cm².

Les vérins ont été vidangés et gonflés à plusieurs reprises, la pression à l'intérieur de ces vérins, variant de 15 à 50 kg/cm² et les flèches mesurées pendant le parcours des différents cycles. Le premier cycle présente des anomalies provenant sans doute des tassements du sol sous les étais mais les cycles suivants se régularisent et se superposent assez bien.

Nous disposions au cours de toutes ces opérations de deux instruments de mesures : les fleximètres enregistreurs qui ont permis de connaître les déplacements verticaux des arêtes supérieures et inférieures à 1/10 de mm, les manomètres qui indiquaient la pression de l'eau dans les vérins sacs.

Nous avons essayé de définir par des essais préalables la correspondance entre la pression de l'eau injectée et la force totale développée par les vérins, en plaçant un vérin entre les plateaux d'une presse hydraulique. Nous avons vérifié ainsi que les variations de la pression mesurée étaient proportionnelles aux variations de l'effort total développé, et mesuré le rapport de proportionnalité. La précision de cette loi est de 5 % environ. Par contre que l'on gonfle ou que l'on dégonfle le vérin, il subsiste des efforts résiduels variables dans l'enveloppe qui ne sont pas négligeables en raison du petit diamètre



FIG. 12.



FIG. 13.

des vérins utilisés. Nous n'avons pas pu connaître la valeur absolue de l'effort total développé pour chaque valeur mesurée. Nous connaissons donc seulement, sinon la valeur des efforts développés, tout au moins leurs variations avec une bonne précision.

Enfin on a mesuré le module d'élasticité du béton avec un scléromètre. De toutes ces mesures, nous avons tiré les conclusions suivantes :



FIG. 14.



FIG. 15.

Une variation de la charge de 400 kg/m sur le bord supérieur du shed produit un abaissement de 16/10 de mm de ce bord, soit le tiers environ du déplacement donné par le calcul. Le bord inférieur est rigoureusement immobile, alors que la théorie laisse prévoir un déplacement de 2,5 mm.

Le couple de torsion appliquée à la voûte pendant l'essai a varié de 6 000 kgm/m sans qu'il se produise de désordre. C'est une mesure relative et la valeur absolue maximum du

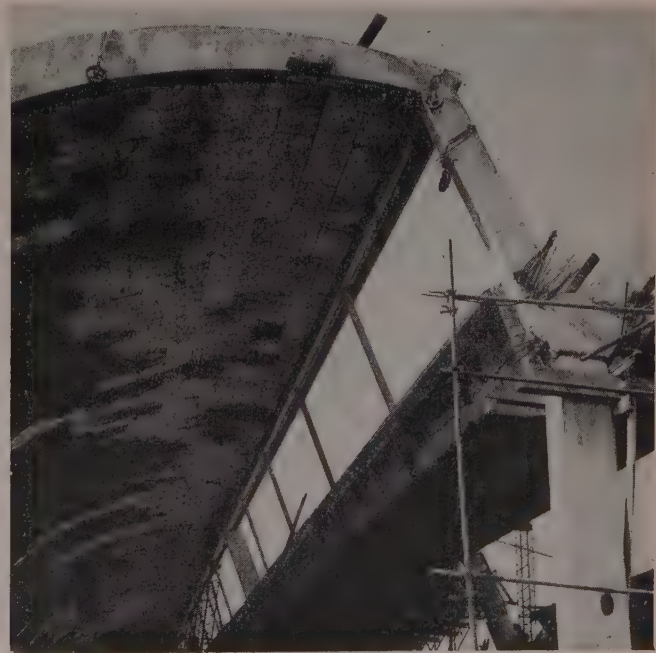


FIG. 16.

couple a nécessairement dépassé la moitié de la variation. Le calcul suivant la méthode que j'ai indiquée tout à l'heure montre qu'un couple moitié aurait développé un moment transversal de 900 kgm/m qu'un voile de 6 cm n'aurait pas pu supporter sans rupture.

Les hypothèses de calculs sont évidemment très défavorables. En particulier, on peut imaginer que les cisaillements peuvent être répartis dans la section transversale suivant des lois différentes. Ceci suffirait à expliquer la résistance à la torsion que nous avons constatée. Il serait intéressant de procéder à des expériences plus précises et de s'assurer que le shed aurait pu être décintre, sans aucun étai, peut-être avec une répartition différente des câbles entre le chéneau et le bord supérieur, ou avec une nervure supérieure plus légère. Il est également probable que l'on peut réduire considérablement l'importance de la paroi latérale du chéneau, alors que la méthode de calcul utilisée ne laisse pas la possibilité de diminuer sa hauteur même de 10 cm. Ces conclusions peuvent avoir des conséquences particulièrement importantes pour des voûtes précontraintes sans nervures, et par conséquent beaucoup plus souples.

Sur ce chantier, l'Entreprise Brochard & Gaudichet utilisait pour la première fois les procédés de précontrainte. La formation du personnel et la mise au point d'un chantier aussi

important expliquent facilement qu'un délai de trois ou quatre semaines ait été nécessaire pour l'exécution de la première maille. La seconde maille a été réalisée en onze jours. Celle-ci a été commencée le 24 août dernier. Pendant l'automne, chaque cintre pouvait être réutilisé tous les onze jours. Pendant les mois de décembre et janvier, le même rythme a pu être maintenu, quoique le froid ralentisse le durcissement du béton et allonge le délai entre le bétonnage et la mise en tension des câbles de précontrainte.

Aujourd'hui où les froids ont cessé, le rythme est réduit à sept jours. L'entrepreneur est parvenu à ces délais par une grande spécialisation des équipes.

Pour respecter les délais exigeant la livraison de 20 000 m² fin février, dix cintres ont été construits, le chantier étant donc attaqué à l'extrémité sud et à mi-longueur.

S'il n'y avait eu les périodes froides de l'hiver, l'entrepreneur estime qu'il aurait pu construire les 24 000 m² de l'usine avec cinq coffrages seulement en moins de neuf mois, y compris un mois de préparation.

Je tiens enfin à remercier M. Gaudichet de la confiance qu'il m'a témoignée. L'admirable organisation du chantier a été un facteur essentiel de cette réalisation.

DISCUSSION

M. LE PRÉSIDENT. — Nous remercions M. Jean-Bloch.

M. LEBELLE. — Quel est l'ordre de grandeur de la poussée des portiques transversaux ?

M. JEAN-BLOCH. — Je ne saurais vous répondre de mémoire; je crois que c'est de l'ordre de 6 000 kg par poteau.

M. LEBELLE. — C'est très faible.

M. JEAN-BLOCH. — Oui, assez faible; cette poussée est équilibrée par la butée sur la surface latérale des puits. On ne mobilise en fait qu'une fraction de la butée ne dépassant pas la pression hydrostatique d'un liquide ayant la densité du terrain.

M. LEBELLE. — Donc, si au cours d'un bombardement, on détruisait une travée, il est probable que le poteau pourrait transmettre la poussée aux fondations et que l'équilibre des parties restantes serait assuré.

M. JEAN-BLOCH. — On a quand même allégé le ferrailage des poteaux centraux par rapport à celui des poteaux de rive; donc on ne peut garantir le même coefficient de sécurité. Je ne pense pas que dans le cas envisagé il y aurait rupture des poteaux et transmission en chaîne de la rupture.

M. LEBELLE. — Certainement pas; cela me paraît assez important tout de même.

M. JEAN-BLOCH. — Les fondations ne seraient pas mises en cause dans cette éventualité.

M. LE PRÉSIDENT. — Ce qui me paraît intéressant c'est l'incidence relativement faible des améliorations introduites par la suppression des tirants sur le prix de revient car la quantité de béton est minimum et la différence ne doit jouer que sur les aciers; et il n'y en a pas beaucoup au total.

M. BISDORFF. — Quelles dispositions ont été prises pour l'accrochage de l'Héraklith sous la voûte ?

M. JEAN-BLOCH. — Aucune disposition n'a été prise; on s'est simplement assuré qu'il n'y avait pas réaction des ciments de l'Héraklith avec les ciments de la voûte; c'est la raison pour laquelle

le véritable Héraklith autrichien a été utilisé. L'entrepreneur avait fait divers essais avec des héraklith plus ou moins mouillés à l'avance; la conséquence était qu'il n'y avait qu'à bétonner sur l'Héraklith sans précaution préalable.

M. BISDORFF. — Vous ne craignez pas le décollement ?

M. JEAN-BLOCH. — Non, on n'a rien constaté.

M. BISDORFF. — Cela pourrait bien venir dans la suite des temps.

M. JEAN-BLOCH. — Sous quel effet le craignez-vous ?

M. BISDORFF. — Sous l'influence des déformations de la voûte (jeu du retrait et de la dilatation, charges climatiques, fluage). J'appréhende aussi la présence de particules d'eau condensée entre voûte et Héraklith (matériau poreux) ces particules pouvant subir l'effet du gel.

M. JEAN-BLOCH. — Les panneaux sont de petites dimensions et ne sont pas exposés à l'humidité.

M. BISDORFF. — L'Héraklith doit-elle recevoir un revêtement quelconque par en-dessous ?

M. JEAN-BLOCH. — Non, je pense qu'elle doit seulement être peinte. Je crois d'ailleurs que ce n'est pas la première application d'un produit de cet ordre sous une voûte.

M. LE PRÉSIDENT. — A Felsberg on avait prévu une voûte sur Héraklith, sans accrochage; mais à la suite des incidents qui ont exigé mon intervention, l'Héraklith est restée à la pluie, à la neige, à la gelée pendant plusieurs mois et on a ajouté une seconde couche d'Héraklith. On a jugé nécessaire d'attacher les deux couches avec des fils d'acier galvanisé qui les traversent; je ne suis pas certain que cette solution soit préférable à celle que M. Bloch a employée à Angers. Je crois que la simple adhérence du béton sur une couche d'Héraklith d'épaisseur modérée est la meilleure formule.

M. ALLARD. — Je peux dire que nous avons fait des essais relativement poussés pour voir si l'Héraklith restait vraiment adhérente ou si on pouvait craindre, comme vous semblez l'exposer, qu'elle se décolle à la suite de différentes intempéries.

Avant de commencer le chantier, nous avons coulé plusieurs dalles de béton de l'épaisseur moyenne de la voûte, que nous avons exposées à toutes les intempéries possibles, y compris les feux de bois. Nous sommes passés dessus avec des camions; nous avons brisé ces dalles de béton armé sans décoller l'Héraklith du béton.

M. LE PRÉSIDENT. — C'est mon sentiment, même sans essai.

M. LAPORTE. — C'est d'ailleurs ce que garantissait le fournisseur de l'Héraklith.

M. LE PRÉSIDENT. — L'adhérence de l'Héraklith au béton est supérieure à sa propre résistance.

M. LAPORTE. — Ce qui adhère au béton reste.

M. BISDORFF. — Sur des surfaces relativement faibles, on ne court pas grand risque. Il me paraît d'ailleurs croître en proportion de la surface. Sur des surfaces considérables, il y a risque de décollement fortuit en un point ou un autre.

M. RICARD. — J'espère que les réparations sont possibles?

M. BRICE. — Je voudrais poser une question pour les chéneaux encaissés; l'écoulement d'eau se produit vraisemblablement à chaque poteau?

M. JEAN-BLOCH. — Nous avons un écoulement d'eau à chaque poteau et toutes les nervures sont percées par des évidements de 20 cm/20 cm de telle manière que si une descente était obstruée, elle soit déchargée par les descentes voisines.

M. BRICE. — Par conséquent vous ne craignez pas l'accumulation d'eau dans le chéneau qui apporterait une surcharge?

M. JEAN-BLOCH. — Elle serait relativement faible par rapport aux surcharges du shed; nous avons cinq descentes par chéneau, qui sont en inter-communication; en outre la charge serait de l'ordre de 500 kg, si l'eau de pluie remplissait complètement le chéneau, ce qui est inférieur au poids du monorail prévu.

M. BARETS. — M. Jean-Bloch a fait une constatation qui me paraît se rattacher à un résultat général; chaque fois qu'on fait un calcul de ce genre, on trouve que la poutre latérale doit être importante pour être efficace et les constructeurs de voûte ont constaté qu'il suffisait d'une faible poutre de bordure pour améliorer la situation.

M. JEAN-BLOCH. — On est d'accord là-dessus, mais on aimerait bien pouvoir faire des essais.

M. VALLETTE. — Si M. Esquillan était là, il pourrait vous dire les résultats obtenus à la R. A. T. P. car il a eu les mêmes problèmes et il a fait faire des mesures sur modèle au Laboratoire du Bâtiment et des Travaux Publics. Les calculs (que j'ai alors connus) ont été confirmés par les essais; les raideurs sont très grandes; d'ailleurs Timoschenko a traité le problème des raideurs de torsion de ces sortes de profils rapportées au centre de torsion du profil. On n'a pas alors de gros efforts.

Dans votre exposé (absolument impeccable à tous points de vue) j'ai remarqué que vous aviez bien traité le problème du voile en flexion dévié (dans les deux plans d'inertie). Le calcul dans les deux plans d'inertie décèle déjà la grande influence que peut avoir le bord relevé du chéneau sur la flexion transversale du voile et sur la torsion d'ensemble.

La théorie de Timoschenko a été traduite par M. Massonnet et exposée dans l'Ossature Métallique de 1947 (nos 8 et 9); on y trouve les formules de résistance à la torsion.

Je crois qu'on pourrait trouver là l'explication des grandes raideurs trouvées. M. Esquillan pourrait peut-être vous renseigner sur la façon dont il a traité la question dans ses sheds.

M. JEAN-BLOCH. — Je crois que M. Guyon a eu avec lui des conversations mais il n'est pas là et je n'ai pas la réponse ni la connaissance exacte des essais.

M. VALLETTE. — Je crois qu'en rapprochant les idées, on pourrait arriver à une explication.

M. JEAN-BLOCH. — Je pense que des essais complémentaires sont actuellement souhaitables.

M. VALLETTE. — J'avoue que je ne crois pas que dans les essais précités, on ait ausculté le modèle directement à la torsion.

M. LE PRÉSIDENT. — Dans toute cette affaire, il y a toujours quelque chose qui ne va pas, c'est le délai accordé pour les essais; si on avait un délai plus grand, la solution la plus simple serait de faire un shed d'essai et de vérifier son comportement; il est probable que des économies paieraient dix fois l'essai, mais la difficulté est presque toujours le manque de temps.

M. RICARD. — On est toujours pressé.

M. LE PRÉSIDENT. — Même lorsqu'on hésite pendant trois ans à dessiner un bâtiment, quand il est dessiné, il faut qu'en cinq minutes il soit bâti.

M. RICARD. — C'est exact, mais ici la décision préalable aussi avait été rapide.

M. KAVYRCHINE. — Je voudrais demander ceci : est-ce que vous ne pensez pas qu'un tel shed peut se déformer très facilement à la torsion et peut admettre de grandes déformations?

On a un profil ouvert et la résistance de la voûte à la torsion est sensiblement celle de la plaque développée de 6 cm d'épaisseur; vous ne devez pas avoir de grands efforts à la torsion dans cette plaque pour une déformation même relativement importante?

M. JEAN-BLOCH. — Nous pensons que la résistance à la torsion est plus forte que dans une plaque plane de même développement.

M. KAVYRCHINE. — J'ai fait des essais sur des voûtes semi-elliptiques et pour des dénivellations relativement importantes on n'avait pas d'efforts considérables dans la voûte; si on prenait la formule de la résistance autour du centre de torsion, on aurait une raideur extrêmement importante; on aurait cassé la voûte en la dénivellant; en réalité, on a obtenu des efforts relativement faibles en sens contraire sur le dessus et le dessous à 45° des directions, qui correspondaient à peu près à la théorie de la torsion d'une plaque; d'ailleurs c'est la théorie de la torsion du profil ouvert.

M. LE PRÉSIDENT. — L'ordre de grandeur pour la résistance à la torsion d'un profil ouvert reste le même que celui d'une plaque tandis que dans le cas d'un profil fermé, la résistance à la torsion augmente considérablement.

M. KAVYRCHINE. — Je voudrais demander autre chose : quel est le dosage en ciment du béton de la voûte?

M. ALLARD. — 400 kg.

(Reproduction interdite.)

ÉDITÉ PAR LA DOCUMENTATION TECHNIQUE
DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS
6, RUE PAUL-VALÉRY, PARIS-XVI^e
(Ann. I. T. B. T. P.)

4257-7-8-57. — Typ. FIRMIN-DIDOT et C^{ie}, Mesnil (Eure)
Dépôt légal, 3^e trim. 1957.

Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES — SÉANCE DU 4 DÉCEMBRE 1956

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. L.-P. LEROY,**

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Directeur général de la Société Centrale Immobilière de la Caisse des Dépôts
et de la Société Centrale pour l'Équipement du Territoire



FIG. 1. — Les Nations Unies.

NOTES SUR L'INDUSTRIE DU BATIMENT AUX ÉTATS-UNIS

recueillies au cours d'un voyage d'études
organisé par la Société Centrale Immobilière de la Caisse des Dépôts

par **M. Jean DUPRAT,**

Ingénieur E. T. P.

Ingénieur en Chef à l'Omnium Technique de l'Habitation



FIG. 2. — Immeuble de bureau avec façade brique céramique blanche (Pittsburg).



FIG. 3. — Immeuble de bureau avec façade mur rideau (Pittsburg).



FIG. 4. — Immeuble à coursives, à loyer modéré (Baltimore).

AVANT-PROPOS DU PRÉSIDENT

Ce n'est pas à vous qui touchez de près ou de loin, et plus vraisemblablement de près que de loin, à la construction et au bâtiment que j'apprendrai ce qu'est l'Omnium Technique de l'Habitation. Vous savez qu'il s'agit d'un grand bureau d'études, même de l'un des plus grands qui existent en France actuellement et qu'il collabore avec tous les maîtres d'ouvrages importants. Entre autres mérites, ce bureau d'études a eu celui de choisir un Ingénieur en Chef, M. Jean Duprat, le conférencier d'aujourd'hui, Ingénieur éprouvé, qui joint à un talent de conférencier celui non moins sûr de photographe, comme vous allez le voir dans un instant.

EXPOSÉ DE M. J. DUPRAT

Ingénieur en Chef à l'Omnium Technique de l'Habitation

1 — PRÉAMBULE

1,1 — Organisation et motif de la mission

La mission aux États-Unis qui fait l'objet de cet exposé est due à l'initiative de la Société Centrale Immobilière de la Caisse des Dépôts et plus particulièrement de M. Léon-Paul Leroy, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, son Directeur Général.

M. Gérard Blachère, Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées, Directeur de la Construction au Secrétariat d'État à la Reconstruction et au Logement, a bien voulu s'y associer et en prendre la direction.

La mission est partie d'Orly le 19 juin 1956 et s'est prolongée jusqu'au 6 juillet.

Elle comprenait :

— Un représentant de l'Administration Centrale du Secrétariat d'État à la Reconstruction et au Logement, M. Blachère.

— Le Directeur d'une importante Société Immobilière à caractère semi-public, M. Leroy.

— Ses deux adjoints : M. Lantenois, Directeur Technique de la S. C. I. C. ; M. Blanchet, Directeur Technique Adjoint.

— Deux Architectes-Conseils au Secrétariat d'État à la Reconstruction et au Logement : MM. Labourdette et Stoskopf.

— Un Ingénieur, représentant l'Omnium Technique de l'Habitation, moi-même.

La composition de cette mission donnait donc un ensemble assez homogène de tous les éléments de conception de programmes importants.

Le but de la mission était d'examiner certains aspects de l'industrie du bâtiment aux États-Unis, tels que :

- La politique générale du bâtiment ;
- Les différents modes de financement ;

— L'organisation des études et de la profession, les modes d'adjudication, formes des marchés ;

— Les réalisations architecturales ;

— Les procédés techniques employés.

Nous limiterons le développement des aspects administratifs et financiers pour étudier plus à loisir l'aspect technique de notre voyage.

Je vous confierai que j'ai été extrêmement embarrassé lorsque j'ai préparé cette conférence, d'exposer en quelques minutes un sujet si vaste.

Nous nous bornerons donc à quelques remarques et réflexions recueillies au cours de ce voyage.

1,2 — Plan général du voyage

Partis de Paris le 19 juin par le Super Constellation d'Air France, nous sommes arrivés à New York au début de l'après-midi du 20 juin.

Les visites de chantiers et auditions d'exposés se sont succédés les 20, 21 et 22 juin. Partis de New York le 22 juin au soir, nous arrivions à Washington dans la nuit du 22 au 23.

Washington nous a retenus jusqu'au 28 juin au soir, exception faite d'une journée passée à Philadelphie le 27 juin. Nous y avons entendu des exposés de fonctionnaires fédéraux, d'architectes et de constructeurs.

Une partie de la mission a dû revenir vers Paris à ce moment. Les survivants ont passé la journée du 29 juin à Pittsburgh, capitale sidérurgique de l'est des États-Unis, capitale aussi de l'aluminium où nous avons vu de remarquables utilisations de ce métal.

Nous avons visité Chicago le 30 juin, et nous sommes revenus le 1^{er} juillet à New York. Nous y sommes restés jusqu'au 5 juillet, date de notre retour vers la France.

2 — PROBLÈMES GÉNÉRAUX DU BATIMENT AUX ÉTATS-UNIS

2,1 — Historique

Quelques remarques, avant de rentrer dans le vif du sujet, sur la progression de l'industrie du bâtiment jusqu'à ce jour.

On a pris conscience du problème du logement plus tard aux États-Unis qu'en France et différemment.

Le gouvernement a toujours cherché à réduire son rôle par rapport à l'initiative privée et aux autorités locales, pour n'attenter en rien à la liberté de ces dernières.

Ce n'est que lorsque les crises du logement s'avéraient graves que les autorités fédérales se résignaient à intervenir.

La période entre 1910 et 1920 a été une phase de construction active.

La fin de la première guerre mondiale a été marquée par un arrêt presque total de la construction.

1920 et 1921 ont vu une première crise du logement. Quelques initiatives privées ou de collectivités locales se sont alors fait jour, telles que création de bonifications d'intérêts, primes et prêts, etc...

A partir de 1923, la construction s'est notablement développée. Lors de la crise de 1929 et jusqu'en 1934, elle tombe à zéro. De 1934 à 1937, l'Administration Démocrate Roosevelt met au point tout un cadre de mesures importantes. Les effets s'en font sentir : la construction reprend. De 1941, les loyers sont bloqués jusqu'en

1946. On ne pense qu'à la production industrielle, nouvelle crise du logement.

Peu après la fin de la deuxième guerre mondiale, la construction revient à l'ordre du jour. On remet en vigueur les mesures prises par l'Administration Roosevelt, puis on met au point un programme pour le relogement des anciens combattants.

En 1947, la construction part en flèche, la courbe du nombre de logements monte constamment jusqu'à ce jour.

Actuellement, on construit aux États-Unis, 1 300 000 logements par an.

L'industrie du bâtiment est la première industrie aux États-Unis en chiffre d'affaires comme en nombre de personnes employées; elle est favorisée en effet par deux circonstances :

Le loyer de l'argent y est bas (de 3 à 6 %) et le loyer des logements élevé (de 18 à 25 % du revenu de la famille américaine).

2,2 — Caractères généraux du problème du bâtiment aux États-Unis

Comment se caractérise la situation du bâtiment aux États-Unis par rapport à la France :

— *Quatre différences essentielles :*

1^o Il n'y a pas de besoins quantitatifs :

Dans l'ensemble des États-Unis on compte environ 9 % des logements vacants.

Il y a, par contre, des besoins qualitatifs :

6 % des logements, sans être des taudis, sont insuffisants au point de vue hygiène et confort. Les Américains déménagent en moyenne tous les cinq ans et quittent le centre des villes à la recherche d'une maison individuelle dans un cadre de verdure.

Cet exode vers les faubourgs, s'ajoutant à la très grande mobilité de la population à travers le pays allant en général des campagnes vers les villes, a encore accru la demande de logements.

2^o Les pouvoirs publics n'ont pas de politique de construction au point de vue quantitatif. Ils laissent ce rôle à l'initiative privée. Il semble que le niveau de construction soit un facteur de prospérité économique. C'est donc un souci économique, et non social, qui les pousse à construire.

3^o L'accession à la propriété est un cas particulier de crédit à la consommation. C'est un bien de consommation durable. Alors qu'en France la propriété immobilière est un bien d'investissement.

4^o Les Américains sont à la fois des épargnants et des emprunteurs. L'épargne individuelle est très abondante, l'emprunt est très employé grâce à la grande mobilité des crédits hypothécaires, facilitée par les mesures gouvernementales permettant le réescompte et assurant contre les risques de non remboursement.



FIG. 5. — Empire State Building.

2,3 — Fonctionnement des institutions publiques

Avant d'aborder la description des différents types de programmes d'habitations et de leur financement, quelques mots d'abord du fonctionnement des Institutions publiques américaines.

L'équivalent de notre Secrétariat d'État à la Reconstruction et au logement, est le Ministère de Construction et du Financement des Logements « Housing and Home Federal Agency » « H. H. F. A. ». Cet organisme com-



FIG. 6. — Immeuble en acier inoxydable dans le Triangle d'Or à Pittsburg.

prend environ 120 personnes. C'est réellement le « Brain-Trust » de la construction aux États-Unis. Il coiffe six départements différents.

2,31. — Le Département Fédéral du Logement.

Le Département Fédéral du Logement d'abord (F. H. A. Federal Housing Administration), assurant les établissements prêteurs contre les risques de non remboursement a permis une libéralisation des conditions de crédit.

Cet organisme, créé en 1934, en jouant ce rôle d'assureur, poursuit en fait un triple objectif :

- a) Il a tout d'abord rendu possible les mouvements de capitaux d'une région à l'autre.
- b) D'une manière plus générale, la F. H. A. contribue à améliorer et à élargir les conditions de prêts.
- c) En contrepartie, les autorités fédérales se sont attachées à l'amélioration de la qualité des logements construits.

Le moyen employé à cet effet a été de poser comme condition à l'octroi de la garantie le respect de certaines normes techniques minima.

Le taux total de l'intérêt réclamé aux emprunteurs ne doit pas dépasser 5 %, dont 0,5 % d'assurance pour la F. H. A.

Des programmes semblables dans leur principe et plus libéraux encore dans leurs modalités que ceux de la F. H. A. ont, depuis 1945, été mis en œuvre par la « Veterans Administration » (V. A. Administration des Anciens Combattants), qui a été créée à l'époque pour faciliter la réadaptation à la vie civile des anciens combattants.

2,32. — Département des Logements à Loyers Modérés.

A côté des programmes réalisés au moyen de financements privés et qui doivent assurer une rentabilité normale aux Sociétés qui les lancent, il était indispensable que sans faire une concurrence déloyale aux Entreprises privées, l'Etat puisse prendre des mesures à l'égard des économiquement faibles.

Le Département des Logements à Loyers Modérés (P. H. A. Public Housing Agency), avance aux Sociétés constructrices jusqu'à 90 % du programme à un intérêt très faible (moins de 4 %). Il permet ainsi de construire des logements dont le loyer est 20 % en dessous du minimum du marché privé.

2,33. — Le Département du Renouveau Urbain.

Le Département du Renouveau Urbain (U. R. A. Urban Renewal Administration) a été créé en 1949 à deux fins :

- 1° Raser les taudis irréparables pour les remplacer par des cités nouvelles;
- 2° Entretenir les immeubles vétustes pour éviter qu'ils ne deviennent des taudis.

Là encore, le rôle du gouvernement s'efface au maximum devant l'initiative privée.

En bref, l'action gouvernementale se limite aux points suivants :

- 1° Approbation du choix des zones à démolir d'après un ordre d'urgence;
- 2° Vérification de la régularité de la passation des contrats;
- 3° Prise en main des procédures d'expropriation;
- 4° Contrôle du relogement.

En échange de ce contrôle, le Département du Renouveau Urbain prend à sa charge les 2/3 du déficit de l'opération.

2,34. — Administration d'Aide aux Communautés.

Dans certains cas, bien particuliers, les organisations d'États ou municipales peuvent obtenir de l'Administration de Washington une aide à un taux très réduit.

C'est le rôle de l'Administration d'Aide aux Communautés (C. F. A. Community Facilities Administration). Ces cas sont étudiés avec soin, car l'État ne doit prêter que lorsqu'une affaire privée, banque ou caisse d'épargne ne pourrait le faire dans d'aussi bonnes conditions.

L'Administration d'Aide aux Communautés intervient dans les cas suivants :

- Prêts aux Universités pour financer les bâtiments de Facultés ou les logements universitaires;
- Avances aux États dans le cas de cataclysme, tels que raz de marée, inondations, etc...

Pour les programmes de logements universitaires par exemple, les Communautés obtiennent des prêts à 100 % à un très faible intérêt lorsque les institutions sont sans but lucratif.

Il est notamment question d'affecter aux programmes de cet ordre \$ 750 000 000 qui seront prêtés à un intérêt de 2,75 %.

2,35. — Association Nationale d'Hypothèques et Bureau Central des Banques Fédérales de Prêts.

Le soutien du marché hypothécaire est assuré par deux organismes :

a) Le Bureau Central des Banques fédérales de Prêts (Home Loan Bank Board, H. L. B. B.) qui supervise l'action de onze banques fédérales dont les adhérents peuvent bénéficier d'avances à taux modérés;

b) L'Association Nationale d'Hypothèques (Federal National Mortgage Association, F. N. M. A.). Cette Société créée en 1938, a pour but de créer un marché secondaire d'hypothèques.

2,4 — Accession à la propriété

Exposons maintenant le fonctionnement des différents organismes fédéraux dans le cas d'accession à la propriété, d'élimination des taudis, de construction de logements publics, etc...

La construction des logements nécessaires à la population pose dans tous les pays des problèmes financiers dont la solution est rendue difficile par le peu d'attrait qu'exercent les investissements immobiliers sur les détenteurs des capitaux privés.

Aux États-Unis, l'accession à la propriété a fourni la réponse à cette question. La plupart des logements construits sont des maisons individuelles, achetées à crédit, dans la majorité des cas (en 1955, sur 1 300 000 logements, 1 180 000 sont des maisons individuelles, 33 000 des duplex, 87 000 des collectifs).

D'une manière qui n'est paradoxale qu'en apparence, les financements trouvent leur contrepartie dans l'abondance de l'épargne individuelle. De fait, alors qu'en 1940 40 % des logements étaient occupés par des propriétaires, en 1956, ce pourcentage est monté à 60 %, dont 50 % libérés de toute hypothèque.

L'achat d'une maison est considéré aux États-Unis comme une opération à peu près aussi facile que la signature d'un bail locatif.

Grâce à la tendance très soutenue du marché immobilier et l'absence de droits de mutations et de formalités compliquées de négociations des hypothèques, les acheteurs peuvent en effet envisager sans crainte de perte excessive, la revente de la même maison.

A ces perspectives s'ajoute le fait que les loyers sont en général très onéreux (de 10 à 15 % du capital) et qu'au surplus, les constructions nouvelles des maisons individuelles destinées à la location tendent à se restreindre.

Quatre types d'établissements apportent leur concours aux acheteurs de maisons d'habitations :

a) Les caisses d'épargne et de prêts (Savings and Loan Associations);

b) La seconde place dans cet ensemble revient aux compagnies d'assurances sur la vie qui détiennent actuellement près d'un tiers de l'épargne des particuliers. Le succès de ces organismes qui fonctionnent exclusivement sous des lois d'État tient comme pour les caisses d'épargne et de prêts à la fois à la stabilité de la monnaie et au développement encore assez restreint de la Sécurité Sociale et des systèmes à retraites;

c) Les banques de dépôts ordinaires (Commercial Banks) ont une section autorisée à faire caisse d'épargne et servent un intérêt aux clients.

d) Les Banques Mutuelles d'Épargne (Mutual Savings Banks), ne fonctionnent que dans dix-sept États, et obéissent à des règles qui sont intermédiaires entre celles régissant les Banques Commerciales et celles concernant les Caisses d'Épargne et de Prêts.

Le tableau suivant donne une idée des conditions actuelles de financement d'une maison individuelle, d'un prix relativement élevé, comprenant quatre pièces :

— Prix de la maison	6 000 000 F
— Versement au comptant	2 400 000 F
— Montant du prêt	3 600 000 F
— Durée du prêt	15-20 ans
— Taux d'intérêt	5 %
— Mensualités de remboursement	
(+ taxes locales et assurances incendie)	
	en 15 ans : 28 500 F
	en 20 ans : 26 400 F

Il apparaît clairement que ces conditions ne mettent pas l'accession à la propriété à la portée des personnes de conditions modestes.

En tout état de cause, plus de 40 % des achats de maisons neuves ont été financés depuis la guerre avec la participation des pouvoirs publics. Ce sont donc bien les interventions de l'Administration qui ont permis aux institutions d'épargne et de crédit qui viennent d'être décrites, de mettre l'accession à la propriété à la portée du plus grand nombre.

Les acheteurs de maisons ainsi que les constructeurs peuvent tout d'abord obtenir l'assurance que la garantie fédérale sera accordée à leur emprunt en soumettant leurs plans avant le démarrage de la construction. La décision des administrations est alors prise en fonction notamment des caractéristiques de la maison et de la situation du marché immobilier dans la zone considérée.

2,5 — Élimination des taudis

Certains ont pu vous dire que l'Amérique était un pays de taudis. On est surpris de voir au cœur d'une magnifique cité telle que Washington par exemple, des hectares de taudis, à quelques pas du Capitole et de la Maison Blanche.

L'Administration de chaque ville comporte un organisme municipal de planification et d'élimination des taudis. Celui-ci, s'il lui faut solliciter une aide de l'administration fédérale, doit présenter le dossier de l'opération qu'il envisage, au Département du Renouveau Urbain qui doit donner son approbation technique, financière et administrative avant d'accorder une subvention.

En réalité, ce recours est presque toujours nécessaire car les taudis à détruire sont en général occupés à forte densité : les propriétaires ont de gros revenus et peu de frais pour entretenir des logements condamnés à brève échéance.

Les îlots de taudis sont donc achetés à perte. Après nettoyage, la perte est répartie pour un tiers sur la Municipalité et deux tiers sur le Gouvernement Fédéral.

Une fois les fonds rassemblés, il s'agit de trouver le constructeur qui sera en même temps lotisseur : la firme désignée aura les charges suivantes :

— Démolir les taudis existants;

- Assurer le relogement;
- Construire la cité nouvelle.

La firme ou le groupement coopératif devant réaliser ce programme est désigné par adjudication sur un prix de base minimum du terrain supportant les constructions à démolir.

Après passation du contrat, la ville déclare l'îlot insalubre par demande introduite auprès de la Cour Suprême à Washington, achète le terrain avec ou sans expropriation, puis le remet à la firme adjudicataire.

Nous avons vu l'application de cette méthode dans divers quartiers à New York et notamment dans la cité de Collears Hook comprenant 1 672 appartements réalisés sous l'égide du Syndicat de la Confection Féminine.

Les opérations d'études, de démolition et de reconstruction de la cité ont duré cinq ans, le contrat prévoit un entretien de quarante ans sur la nouvelle cité.



FIG. 7. — Le confluent de l'Ohio et de l'Allegheny à Pittsburgh en 1948.

Autre exemple : le quartier de Pittsburgh au confluent de l'Ohio et l'Allegheny, tel qu'il était en 1948. C'était alors un îlot insalubre comprenant une gare de marchandises, des locaux industriels vétustes, et de nombreux taudis (fig. 7).

Tout a été nettoyé actuellement, la figure 6 montre les bâtiments en forme de croix avec façade en acier inoxydable qui ont remplacé les taudis. Et voilà le nouveau quartier (fig. 8), appelé le Triangle d'Or, tel qu'il sera en 1960.

2,6 — Logements publics à loyers modérés

Nous avons parlé, tout à l'heure, de l'énumération des différents organismes constituant la H. H. F. A., dont le Département des Logements à Loyers Modérés (P. H. A.). Nous en avons donné la raison d'être.

Les appartements à loyer modéré ont été conçus pour abriter momentanément les familles en situation difficile. L'objectif du gouvernement fédéral est de permettre aux chefs de famille en difficulté, de se remettre moralement et matériellement à flot en habitant un logement décent, d'économiser, et de devenir de meilleurs citoyens

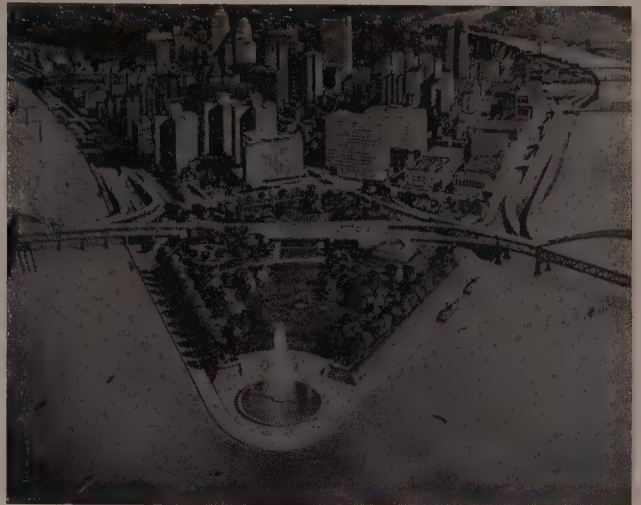


FIG. 8. — Le Triangle d'Or à Pittsburgh tel qu'il sera en 1960.

au lieu de s'abandonner à la déchéance en occupant un taudis dont le loyer peut être relativement élevé. Les loyers sont proportionnés aux revenus. Ce revenu de base est calculé en totalisant les salaires touchés par tous les membres de la famille, exception faite des salaires des enfants mineurs. De plus, on déduit de ce total 100 dollars par enfant.

Le revenu annuel maximum toléré est pour une famille comprenant le père, la mère et deux enfants de \$ 2 800, soit environ 1 100 000 F par an. A noter à ce sujet que le revenu moyen de la famille américaine est de \$ 5 500 et que 1/6 des familles gagnent moins que ce plafond de \$ 2 800. Ces familles qui résident habituellement dans des régions non agricoles sont considérées comme économiquement faibles. Les familles sont tenues de fournir annuellement une justification de leur situation.

Si une famille améliore son standing et que son revenu dépasse de 25 % le maximum autorisé, elle doit déménager. En fait, les loyers courants sont si élevés et les logements à loyer modéré sont si rares que bien souvent des locataires expulsés ont dû revenir dans des taudis.



FIG. 9. — Immeuble à loyer modéré à Baltimore.

Il n'y a en effet que 400 000 logements de ce type, alors que l'on a dénombré 8 000 000 de logements en dessous des normes sur 45 000 000.

Toujours dans un souci de libéralisme, les dispositions de la loi protègent l'entreprise privée de la concurrence du gouvernement : il est toujours prévu une enquête de l'administration, avant construction d'une cité à faibles loyers, afin de juger si tel projet répond réellement à une nécessité absolue.

De par leur caractère même, de tels immeubles sont uniquement locatifs.

Quelles sont les conditions techniques auxquelles doivent répondre les projets de construction à loyers modérés ?

Elles sont assez simples : il faut une cuisine équipée complètement (évier, eau chaude, eau froide, cuisinière électrique, frigidaire), une salle de bain avec eau chaude et froide, le chauffage, une double sortie de l'appartement, un minimum réglementaire de surface au sol et de fenêtres et un cube minimum. Les enfants de sexe opposé doivent être séparés au-dessus de quatre ans. Il doit y avoir une chambre à coucher séparée pour le couple.

Le programme gouvernemental prévoit la construction de 135 000 logements de ce type par an.

2,7 — Prix de la main-d'œuvre, des loyers et de la construction

Il serait nécessaire, pour se faire une idée exacte du marché du logement aux États-Unis, d'établir un parallèle entre les prix des denrées, des salaires, dans ce pays et en France.

Prenons, pour simplifier, le dollar au cours de 400 F, ce qui correspond à peu près à son cours réel.

Un manoeuvre du bâtiment gagne \$ 2 à l'heure, soit 800 F de l'heure. Un ouvrier spécialisé tel qu'un monteur électricien gagne \$ 3,5 de l'heure, soit 1 400 F. Un ingénieur gagne de 8 000 à 15 000 \$ par an, soit 3 200 000 à 6 000 000 F par an.

Si l'on pense que, avec 5 % de la superficie terrestre, les États-Unis totalisent 45 % du revenu actuel du monde entier et que le revenu national par habitant est d'environ 600 000 F, ces chiffres diffèrent des nôtres dans une proportion explicable.

Il est difficile de comparer les prix entre deux pays aussi différents dans leur manière de vivre que les États-Unis et la France.

De l'ensemble, cependant, se dégage une idée générale :

Le coût de la vie est sensiblement le même dans les deux pays, si ce n'est que l'habillement et en général les produits manufacturés sont nettement meilleur marché aux États-Unis et que par contre les loyers et les chambres d'hôtel sont plus élevés.

La main-d'œuvre, charges sociales comprises, est quatre fois plus payée là-bas.

Le prix moyen de la construction s'établit comme suit :

- Logements soignés. 70 000 F le mètre carré habitable.
- Logements moyens (comparables à nos H.L.M. type B)... 50 000 F le mètre carré habitable.
- Logements économiques..... 36 000 F le mètre carré habitable.

Les loyers s'élèvent en moyenne aux chiffres suivants :

Pour un logement de trois pièces principales, cuisine, salle de bain, eau, gaz, électricité compris :

- Logement soigné, mais non luxueux..... \$ 170 soit 68 000 F par mois.
- Logement moyen.... \$ 70 soit 28 000 F par mois.
- Logement loué par la ville à des économiquement faibles..... \$ 45 soit 18 000 F par mois.

Pour donner un exemple de ce qui est compris dans le prix du loyer, citons le cas de la cité de Parkchester, dont le propriétaire est la Metropolitan Life Insurance Co, la plus grande société mondiale d'assurances sur la vie.

Cette cité comporte 12 272 logements, et le service d'entretien comprend 500 personnes dont 70 employés au service gérance, les autres étant des jardiniers, des ouvriers d'entretien, chauffeurs, etc... Les appartements sont automatiquement repeints tous les trois ans. Toutes les réparations d'usage courant sont dues par le propriétaire. Si le fourneau à gaz est en panne, ou qu'une fenêtre ferme mal il suffit de téléphoner au service d'entretien : le travail est fait dans la journée. Tout l'équipement et la peinture sont revus aux changements de locataires.

Citons, pour conclure, un extrait de budget familial en France et aux États-Unis :

	France	U. S. A.
Nourriture.....	60 %	30 %
Loyer.....	3 %	18 %
Habillement.....	29 %	11 %
Gaz, électricité, chauffage	6 %	compris dans le loyer.

Parlons maintenant de l'organisation de la profession, du rôle des architectes, des ingénieurs, et des entreprises.

3 — ORGANISATION DE LA PROFESSION

3,1 — Les architectes

Il y a 22 000 architectes aux États-Unis dont 15 000 exercent effectivement la profession. On construit 1 300 000 logements annuellement, pour une population de 165 000 000 d'habitants, soit 87 logements en moyenne par architecte.

En réalité, sur 1 300 000 logements, 1 180 000 sont des pavillons individuels, qui dans une grosse proportion se réalisent vraisemblablement sans le concours d'architectes, d'après des plans-types.

Les dossiers remis aux entrepreneurs par les architectes sont très complets et comprennent les plans d'exécution tous corps d'état dont ils confient en général l'établissement aux ingénieurs.

En revanche, l'architecte ne prépare aucun document d'évaluation (ni bordereau des prix, ni devis quantitatif).

Les honoraires varient suivant les cas et il n'y a pas vraiment de règles générales, mais seulement des recommandations de la part de l'Institut des Architectes (A. I. A.).

Les honoraires se débattent librement entre le client et son architecte. Ils sont de trois types :

1° Cost + fee.

On multiplie les déboursés par un coefficient à débattre, qui peut être compris entre 2,5 et 3 et qui tient compte des frais généraux et de la rémunération.

2° Honoraires.

On convient d'un prix de l'heure comprenant les déboursés de toutes sortes et la rémunération.

3° Au pourcentage.

Celui-ci varie de 2 à 14 % suivant les répétitions ou les difficultés du programme.



FIG. 10. — Façade du Lever Building à New-York.

Lorsqu'un client change un élément du programme, il envoie un ordre de service à l'architecte et les honoraires lui sont payés pour les études en modification.

3,2 — Les ingénieurs

Le rôle des ingénieurs aux États-Unis est assez différent de ce qu'il est en France où la plupart d'entre eux se trouvent dans les bureaux d'études des entreprises.

Aux États-Unis, au contraire, les ingénieurs apportent presque toujours leur concours au projet, avant qu'il soit soumis aux entrepreneurs. Les formes d'intervention des ingénieurs sont très souples : cela tient tout autant à la diversité de la législation américaine suivant les États, qu'à la grosse intervention de l'initiative privée. Il est donc difficile de généraliser.

Les architectes font très fréquemment appel à des bureaux d'ingénieurs spécialisés en béton armé (structural engineers) ou pour les équipements (mechanical engineers) 10 % des cabinets d'architectes emploient par contre des ingénieurs à titre permanent, à titre de salariés à leur agence.

Le Manuel de la Pratique de l'Architecte, édité par l'Institut des Architectes, analogue à l'Ordre des Architectes français, cite à sa page 19, l'opinion suivante :

« Il existe peu d'agences d'architectes dont le volume de travail permette d'inclure dans leur organisation permanente toute la gamme des ingénieurs experts, soit comme membres de l'agence, soit comme collaborateurs habituels. L'expérience montre qu'il est plus sage pour l'architecte de recommander au client l'emploi d'ingénieurs professionnels de l'extérieur, plutôt que d'essayer de rendre directement un service pour lequel il n'est pas parfaitement qualifié. »

En fait, cette collaboration, architectes-ingénieurs fonctionne très bien aux États-Unis; les uns comme les autres ont compris l'intérêt qu'ils avaient à travailler en équipe.

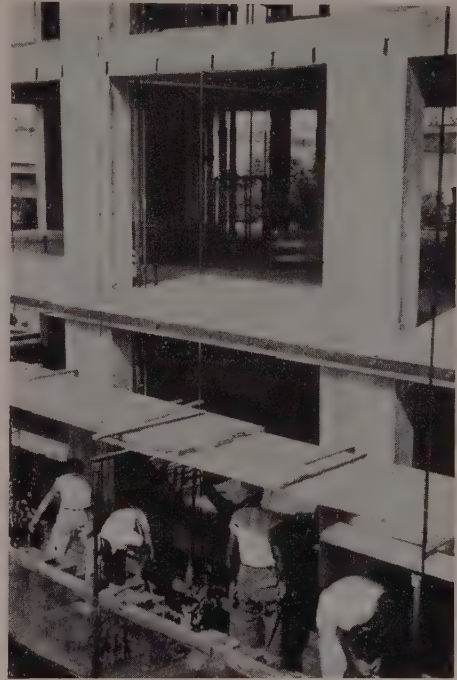


FIG. 11. — Chantier d'immeuble à loyer modéré à New-York (Entreprise Driscoll).

Les honoraires des ingénieurs sont payés, soit par l'architecte, soit directement par le client. Dans ce dernier cas, les honoraires sont discutés directement entre le client et l'ingénieur : la Société des Ingénieurs Civils Américains a du reste publié un barème de pourcentage minimum.

3,3 — Les builders

Le « Builder » que l'on pourrait traduire par Agence Immobilière de Construction, constitue une profession qui existe également en France mais qui n'a pas l'extraordinaire extension que l'on constate aux États-Unis.

Le Builder est une entreprise commerciale qui construit pour vendre. Elle achète le terrain, exécute les travaux de viabilité, d'aménagement, et construit le bâtiment.

Il s'agit d'ailleurs principalement de constructions individuelles car ce sont les seules qu'il soit possible de vendre (plus de 80 % des logements construits annuellement ces dernières années ont été des maisons individuelles).

Le prix de ces logements varie de 10 à 15 000 dollars soit de 4 000 000 à 6 000 000 de francs.

Les builders sont fédérés dans une très importante association (National Home Builder Association) qui, fondée en 1942, comprend maintenant 25 000 adhérents répartis sur l'ensemble du territoire en 165 organisations locales.

La constitution de cette association a pour motif essentiel, l'opposition à la main mise de l'État sur les questions de logements aux États-Unis. Les entrepreneurs sont convaincus en effet que le seul moyen d'élever le niveau de vie et de fournir de meilleurs logements, réside dans la libre entreprise.



FIG. 12. — Pavillon prêt à la vente à Pittsburg.

3,4 — Les entreprises

Parlons brièvement du fonctionnement des entreprises, des méthodes de passation des marchés employées aux États-Unis, des études de prix.

Nous avons visité l'Entreprise DRISCOLL, Société fondée en 1902, dont les chantiers sont situés plus spécialement à New York.

Son chiffre d'affaires va sans doute s'élever en 1956 à 40 000 000 de dollars, soit 16 000 000 000 de francs.

Il est vrai que l'entreprise ne fait elle-même qu'à peu près un quart des ouvrages constituant le marché.

Trois autres quarts sont réalisés par les sous-traitants et notamment par ce qu'on appelle là-bas les entreprises mécaniques, c'est-à-dire, les entreprises de chauffage, d'électricité, de plomberie, d'ascenseurs.

Étudions ensemble, si vous le voulez bien, les formes de marchés passées, les adjudications, les études de prix, la trésorerie des entreprises, les responsabilités.

3,41. — Formes des marchés.

Les types de marchés les plus fréquemment utilisés sont les suivants :

1^o Le marché à forfait, le plus courant, s'impose notamment lorsque les documents de base sont précis et résultent d'une étude poussée.

2^o Le marché dénommé « prix coûtant + honoraires » (cost + fee), tend à se répandre surtout pour les travaux

importants et notamment les travaux publics. Il rémunère l'entrepreneur de ses déboursés auxquels s'ajoute soit un pourcentage sur les travaux réalisés, soit une somme forfaitaire figurant sur le contrat. Les entrepreneurs sous-traitants pour les travaux de bâtiments du moins, sont à peu près toujours réglés au forfait par l'entrepreneur général.

3^o Un troisième type de marché, moins employé mais de plus en plus en faveur, consiste à intéresser l'entrepreneur aux économies réalisées en lui réservant un pourcentage sur la différence entre le montant des travaux prévus et ceux réalisés.

3,42. — Adjudications.

Comme en France, on distingue les *adjudications* lancées par les administrations publiques et les *appels d'offre* lancés par les sociétés privées ou les particuliers.

Il est remis à l'entrepreneur admis à soumissionner un devis descriptif, un certain nombre de séries de plans pour lesquels il est de coutume de laisser un dépôt, la formule de la soumission, la copie du contrat et le Cahier des charges.

Toutes ces pièces sont délivrées à l'entreprise trois à quatre semaines avant la date limite de remise de la soumission.

Dans la très grande majorité des cas, l'entreprise générale est pilote et prend sous sa responsabilité l'ensemble des travaux à réaliser, y compris ceux faits par les sous-traitants.

Dans certains cas cependant, les entreprises dites mécaniques (plomberie, électricité, chauffage, ascenseurs) ont un marché direct avec le client. Les entreprises générales sont opposées à ce procédé qui ne leur laisse pas la responsabilité complète et qui nuit à la coordination des diverses entreprises sur le chantier.

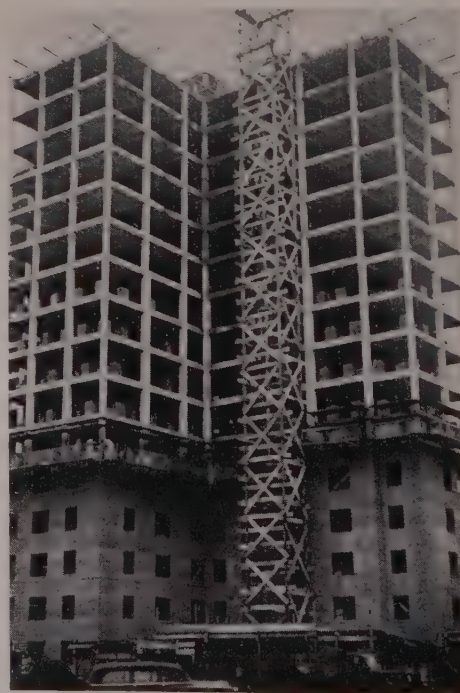


FIG. 13. — Chantier d'immeuble à loyer modéré à New-York.

3.43. — Études des prix.

Une fois en possession de son dossier d'adjudication l'entrepreneur procède très rapidement à un appel d'offres parmi ses sous-traitants. Il n'est pas rare de voir pour une affaire importante des dizaines d'entreprises sous-traitantes contactées. Néanmoins, chaque entreprise générale a toujours un fichier tenu à jour des sous-traitants avec lesquels elle a déjà travaillé.

Le devis quantitatif est alors établi par l'entrepreneur général en ce qui le concerne directement, par les sous-traitants pour les corps d'état annexes.

L'entrepreneur général vérifie les devis quantitatifs établis par les entreprises sous-traitantes. Il fait éventuellement remarquer à l'entrepreneur sous-traitant s'il y a une erreur en moins. D'aucune façon en effet, il ne veut lui nuire, car l'entrepreneur principal a besoin des sous-traitants et travaille toujours à peu près avec les mêmes équipes. Si au contraire, l'entrepreneur s'est trompé par excès, le pilote le lui fait remarquer et lui demande de vérifier ses calculs.

La bonne marche du chantier dépendra du planning préliminaire ainsi que de la bonne coordination des travaux. C'est un élément très important du calcul des prix. En effet, notamment dans les banlieues des villes et dans les villes elles-mêmes, il est très difficile de prévoir des surfaces de stockage et l'approvisionnement doit être apporté presque au jour le jour.

3.44. — La trésorerie de l'entreprise.

La trésorerie de l'entreprise est bien facilitée par divers éléments :

1° Les situations sont réglées très rapidement après leur présentation aux clients : dix jours en moyenne.

M. Driscoll nous a cité une situation de 1 000 000 de dollars soit 400 000 000 de francs, réglée par chèque quatre jours après la remise de la demande d'acompte.

2° La retenue de garantie, en général de 10 % pendant la première moitié du chantier, est réduite de 5 % au milieu des travaux et peut n'être plus que de 2 à 3 % en fin de travaux. Le règlement définitif est fait trente jours après la réception qui a lieu elle-même dès la fin du chantier. Cette réception tient lieu de réception provisoire et de réception définitive, elle est effectuée immédiatement avant occupation.

3° Lorsque l'entreprise doit recourir aux crédits bancaires, les avances lui sont consenties facilement si la situation de l'entreprise est bonne, et à bon marché, 3 % en moyenne.

Comme par ailleurs, les banques suivent de très près la situation financière des entreprises, le délai de délivrance des crédits est très rapide.

3.45. — Les responsabilités.

La durée de la responsabilité de l'entrepreneur est variable suivant les contrats. On nous a cité des périodes de garantie allant de zéro à un an pour l'ensemble de l'immeuble, de dix à vingt ans pour les toitures et terrasses et il semble que la responsabilité de l'entrepreneur soit entièrement couverte par un réseau d'assurances très serré. La responsabilité de l'architecte, sur le plan pécunier du moins, est presque nulle. En cas d'accident, l'architecte risque sa réputation; pour le reste, les assurances payent.

Les variantes sont assez rares. L'entrepreneur comme l'architecte s'interdisent dès le début d'en accepter. Il arrive néanmoins que telle ou telle variante soit absolument nécessaire : dans ce cas, le plus souvent le montant de la variante est fixé forfaitairement avant exécution.

Citons en passant que les intempéries ne sont pas un motif pour rallonger les délais. Les entrepreneurs doivent prévoir un nombre moyen de jours d'intempéries dans l'établissement de leur planning.

4 — L'ARCHITECTURE

Bien que n'ayant aucune compétence particulière en architecture, sinon celle que m'a valu le contact permanent avec de nombreux architectes, et non des moindres parfois, risquons-nous sur ce chapitre délicat pour parler successivement des plans de masse que nous avons vus là-bas, des façades, des cellules d'habitation et de leur équipement.

Notons de suite que les membres de l'Institut Américain des Architectes, lorsqu'ils nous ont reçus de façon charmante d'ailleurs, dans leur hôtel de l'Octogon à Washington, ont bien voulu exprimer à MM. Labourdette et Stoskopf leur plaisir de recevoir des architectes d'un pays et d'un continent d'où leur venait tant d'utiles enseignements en architecture.

4.1 — Plans de masse, urbanisme, densité

Les plans de masse des cités importantes que nous avons pu visiter, reflètent une certaine monotonie qui s'ajoute à celle des façades. Ils présentent par ailleurs une forte densité.

Prenons par exemple, la cité de Parkchester qui est pourtant dans les faubourgs lointains de New York, dans le quartier de Bronx.

Cette cité dont vous pouvez voir le plan masse (fig. 14), a été construite en 1938 sur un terrain de 53 hectares sur lequel sont édifiés 12 272 appartements d'une population totale de 38 000 habitants, soit une densité de 230 logements et 715 habitants à l'hectare. La cité comprend 58 immeubles couvrant une surface au sol de 15 hectares, soit environ 27 % du terrain; les espaces de verdure et les emplacements de jeu occupant 27 hectares, soit 51 %; les rues et les parkings couvrant les 11 hectares restant, soit 22 % de l'ensemble du terrain.

La cité comprend en outre, un garage avec cinq rampes d'accès aux étages, d'une capacité de 3 500 voitures, une centrale thermique d'environ 100 000 000 de calories et un cinéma de 2 000 places.

Un gros effort est fait pour l'aménagement et l'entretien des jardins. On nous a cité les chiffres suivants :

Ces jardins sont plantés de 3 700 arbres, 35 000 arbustes à fleurs, d'une dizaine de milliers de tulipes.

Il n'en reste pas moins que l'ensemble donne un aspect de forte densité (fig. 31).

La cité de Parkchester contient de larges espaces pour les jeux : il y a vingt-deux aires de jeux divers.

Une autre cité, celle de Stuyvesant Town, qui a remplacé des taudis dans Manhattan, a été construite en 1946 sur un terrain de 28 hectares et contient 8 755 logements abritant 25 000 personnes, soit 310 logements et 900 personnes à l'hectare.

Il est certain que les notions de prospect ne sont pas du même ordre que celles qui inquiètent nos urbanistes.

Ici encore des pelouses, des jardins fleuris et des arbustes, des aires de jeux contribuent à donner un aspect souriant à l'ensemble.

Comme dans la cité de Parkchester, les bâtiments proprement dits occupent environ un quart du terrain, les espaces de verdure et les terrains de jeux la moitié, la viabilité le quart restant.

Il est inutile de donner des chiffres exprimant la densité pour les cités de pavillons individuels. Il est bien entendu que c'est un chiffre essentiellement variable.

Des centres commerciaux sont toujours prévus à proximité ou au centre des cités créées.

Nous avons également visité des super markets, magasins en self-service où l'on vend de tout. On vous donne un panier à chariot, le compte est fait à la sortie. Ces super markets ne sont pas toujours dans des cités proprement dites ils sont parfois au bord des routes dans des zones d'habitation discontinuée et comportent de longs parkings pour les clients qui viennent parfois de loin.

Un mot également de la viabilité très développée dans tous les groupes d'habitations urbains ou suburbains : larges avenues, pistes cyclables, parkings, le tout au milieu de pelouses, sans aucune clôture.

Toute cette viabilité, au moins pour les voies secondaires est assez rustique et sans complication. Ce sont de simples bandes bétonnées sans bordures ni caniveaux.

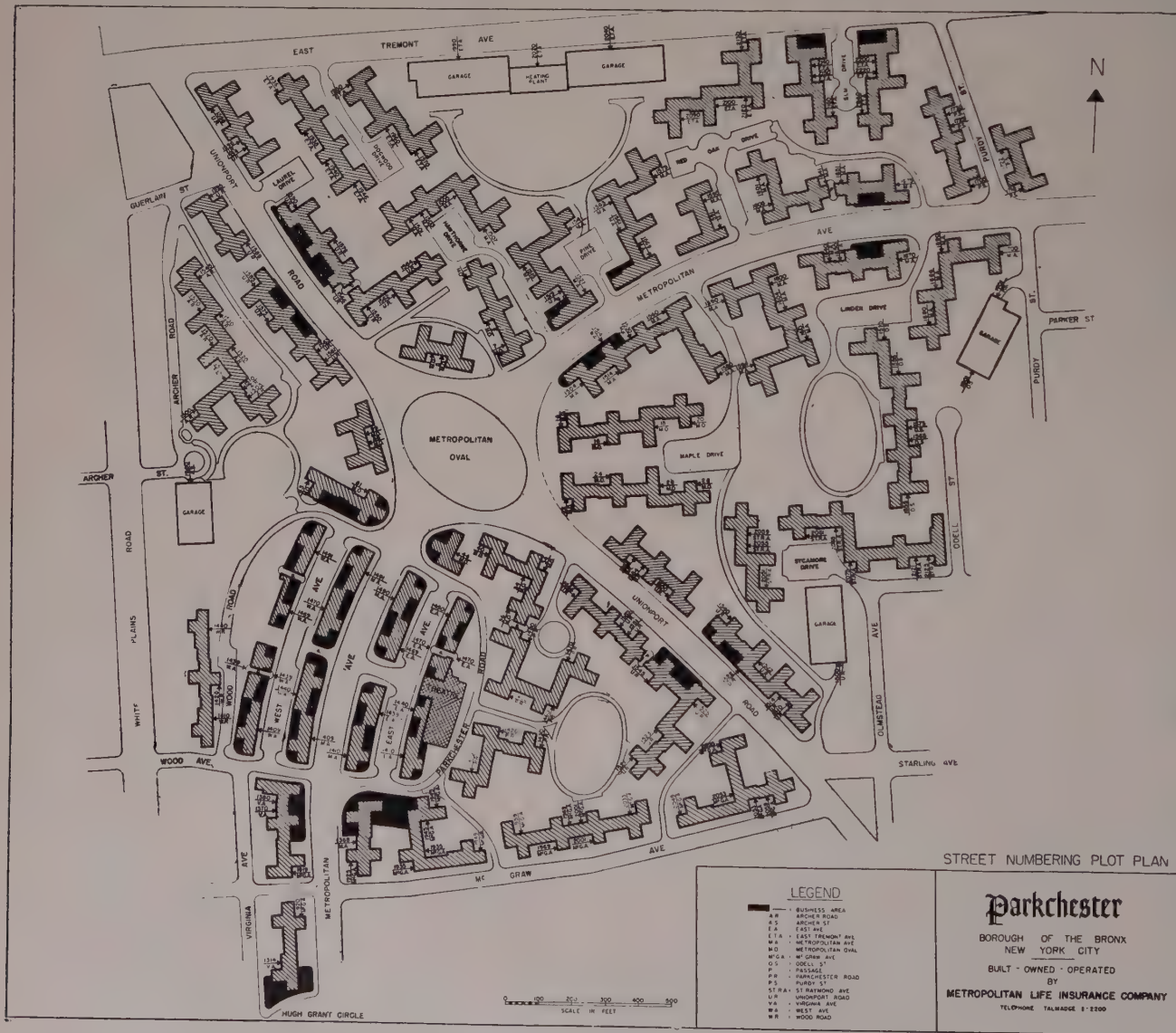


FIG. 14. — Plan de masse de Parkchester.

4,2 — Les façades

Que dire des façades?

Les architectes américains prennent pour principe dans les immeubles économiques que tout effort d'esthétique coûteux est à proscrire en façade, pour reporter toutes améliorations dans l'habitation proprement dite : c'est ainsi que les façades sont absolument nues, les baies disposées de façon régulière, sans aucun encadrement ni balcon. Les façades des immeubles plus luxueux sont d'ailleurs traitées avec plus de richesse, mais avec la même monotonie. La seule valeur de ces blocs réside dans l'harmonie des masses, la richesse des matériaux et les couleurs.



FIG. 15. — Façade d'un immeuble en co-propriété à Baltimore.

Des photos vous donneront une impression générale.

A Baltimore, les architectes américains ne reculent pas devant la nudité (fig. 9).

A moins qu'ils fassent un effort pour placer six balcons, à Philadelphie cette fois (fig. 27).

Voici maintenant un immeuble à coursives à Baltimore, occupé exclusivement par des noirs. Ce bâtiment, qui semblait grouiller d'enfants avait ses coursives protégées, du côté du vide bien entendu, par des grillages (fig. 4).

Nous avons vu là-bas beaucoup d'immeubles en croix qui permettent avec économie une meilleure stabilité au vent.

A Pittsburgh, une façade en mur rideau (fig. 3). En acier inoxydable un immeuble en croix avec mur rideau qui fait partie à Pittsburgh d'un ensemble de huit bâtiments dans le Triangle d'Or, quartier neuf édifié au cœur de Pittsburgh, au confluent de l'Ohio et de l'Allegheny, sur l'emplacement d'anciens îlots de taudis dont nous parlions tout à l'heure (fig. 8).

Un immeuble au centre de Pittsburgh autour de la place Mellon, revêtu de céramique blanche (fig. 2).

Un immeuble d'habitation à Chicago (fig. 25).

Les petites boîtes en saillie sont des appareils à conditionnement individuel, utiles dans ce climat, quand l'installation n'en est pas prévue lors de la construction et que chacun peut installer à son gré, pour 100 000 F environ, au grand dam de la pureté de la façade.

Voici enfin un petit immeuble collectif à Baltimore également très agréable et très fini dans son détail, il est en forme de fer à cheval et entoure un jardin soigné (fig. 15).

Nous y avons visité un appartement témoin dont dispose le « Builder » dans chaque cité présentée à la vente.

Ces appartements-types sont meublés, décorés avec goût et aisément visitables.

Quelques maisons individuelles maintenant :

En général, à simple rez-de-chaussée, ou avec un seul étage, elles présentent une extrême variété dans les façades (fig. 28).

Elles sont largement ouvertes sur les jardins qui ne sont pas clos. On a vraiment l'impression lorsque l'on circule entre ces propriétés desservies par des allées confortables, au tracé sinueux, que l'on profite autant de tous ces jardins privés que les propriétaires eux-mêmes. A noter que les baies vitrées ne comportent que très rarement des défenses, ni barreaudage, ni fermetures, ce qui la plupart du temps serait impossible en raison de leurs proportions (fig. 32).

4,3 — Cellules et équipements

Passons à l'examen de la cellule en plan. Elle est bien entendu aussi variée aux États-Unis qu'en France.

Dans les immeubles modestes, tout ce qui a été économisé en façade se reporte en équipement du logement proprement dit. Les surfaces sont nettement supérieures à celles prévues en France pour le même type; un appartement de trois pièces a par exemple couramment 100 m² au lieu de 55 m² (fig. 16).



(Cliché Technique et Architecture.)

FIG. 16. — Plan d'étage courant d'un immeuble à loyer modéré.

Aucun inconvénient à ce que la porte d'entrée de l'appartement donne directement ou par l'intermédiaire d'un petit dégagement dans le séjour. Elle est généralement près de la cuisine. Pas de couloir, les fameuses paracirculations auxquelles nous prêtons attention en France n'inquiètent personne.

La cuisine et la salle de bains ont les mêmes dimensions, qu'un appartement comporte une ou quatre pièces principales.

Le séjour comprend fréquemment dans son volume un coin pour prendre les repas.

La partie jour et la partie nuit sont bien séparées sur les plans, la salle de bain donnant du côté des chambres.

Dans les bâtiments individuels, le sous-sol surélevé comprend fréquemment un garage pour la voiture, une buanderie cabinet de toilette, et une très vaste pièce à jouer pour les enfants, éclairée le jour par de larges soupiraux dans le soubassement, et de nuit, par des tubes lumineux à profusion, ce qui permet à l'enfant de jouer sans entrave et sans gêner les parents, même de nuit, même en hiver.

La cuisine est toujours équipée d'un évier à un ou deux bacs, d'une cuisinière électrique ou à gaz, d'un frigidaire, et souvent d'une machine à laver la vaisselle. De nombreux placards, des tables de travail revêtues de formica, en complètent l'équipement (fig. 23).

La salle de bain comporte toujours une baignoire et le siège du W. C., mais ne comporte jamais de bidet, elle est équipée d'une armoire à pharmacie derrière la glace surmontant le lavabo, de deux barres supportant les serviettes de toilette et d'un porte-papier hygiénique.

Le vide-ordures est placé sur le palier pour desservir plusieurs appartements. Il débouche en sous-sol sur un

incinérateur qui annule presque complètement la corvée de vidange des poubelles. Il faut se rappeler que l'Américain moyen ne met aux ordures à peu près que des cartonnages et des boîtes de conserve.

Le confort de certaines villas que nous avons visitées est impressionnant.

Dans la cuisine, en plus de l'équipement classique on trouve les perfectionnements suivants :

— Le four électrique peut s'élever d'une trentaine de centimètres en appuyant sur un interrupteur, la ménagère n'a plus la peine de se baisser pour mettre le rôti au four.

De la cuisine dans les autres pièces, interphone pour que la maîtresse de maison, lorsqu'elle prépare les repas, puisse parler à son mari, donner des ordres aux enfants et écouter si le bébé ne pleure pas dans sa chambre.

Commande de la T. S. F. qui peut être diffusée dans chaque pièce.

Commande du conditionnement d'air.

— Dans la salle de bain, éclairage indirect.

Trappe dans le mur dissimulant un pèse-personne.

Emplacement de la baignoire, clos par une cloison mobile vitrée glissant sur billes.

— Dans les autres pièces, éclairage au centre des pièces principales par rhéostat réglable.

Coffre-fort dissimulé dans le mur.

Tout ceci dans une villa d'un confort au-dessus de l'ordinaire mais les logements les plus modestes ont un équipement minimum bien supérieur à ce que nous avons en France.

5 — QUESTIONS TECHNIQUES

5,1 — Quelques principes de construction

Passons à un point de vue plus précisément technique.

Il ne rentre pas dans le cadre de cette conférence d'étudier dans le détail de nombreux principes de construction, nous ne parlerons que de ceux rencontrés le plus souvent.

5,11. — Ossature, plancher en béton armé, remplissage briques.

Dans les logements municipaux à loyers modérés, l'immeuble est en général à ossature en béton armé avec plancher dalles pleines de 15 cm d'épaisseur (fig. 17) le mur composite comprend, en allant de l'intérieur vers l'extérieur :

- Un enduit de plâtre.
- Un aggloméré de mâchefer de 15 cm d'épaisseur.
- Un vide d'air de 5 cm.
- Une brique de 10 cm en façade.

La brique de façade est reliée au mur intérieur en aggloméré de mâchefer par des agrafes en fil de fer galvanisé à une densité d'environ deux agrafes au mètre carré.

La descente de charge du voile de briques est arrêtée à chaque étage par une cornière fixée dans le plancher béton armé avec des taquets métalliques ménagés lors de la coulée du béton armé.

Une toile bitumée assure l'étanchéité de l'extérieur vers l'intérieur au cas où des infiltrations ou de la condensation se produiraient dans le vide d'air. Cette toile bitumée passe devant le chaînage et s'insère entre la cornière support et la brique.

En outre, l'étanchéité du vide d'air en dessous de la pièce d'appui est assurée par une feuille de papier cuivre. C'est une mince pellicule de cuivre collée sur une sorte de papier kraft bitumé.

Vous distinguez sur la figure 18 le mur d'aggloméré, la toile d'étanchéité et la brique de façade.

Le briquetage de la façade se fait toujours de l'extérieur par échafaudages volants :

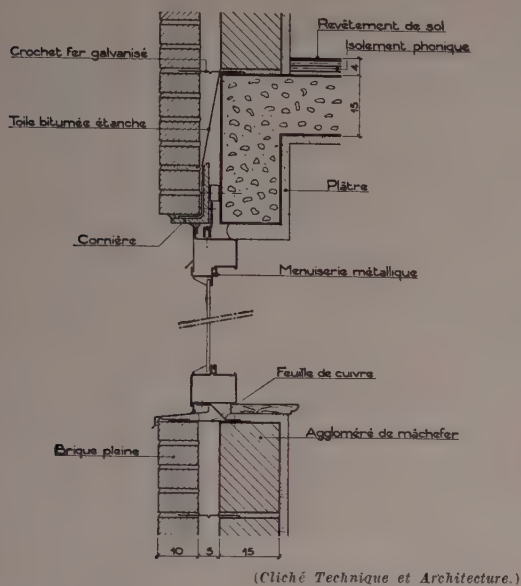


FIG. 17. — Coupe d'un mur composite briques et aggloméré.

Ils sont protégés des chutes de matériaux des étages supérieurs par un plafond en planches. Les briques sont stockées sur le plancher béton (fig. 11).

On voit au-dessus de l'échafaudage la cornière de support du voile briques et à l'étage supérieur, les saquets métalliques ménagés au bétonnage, qui supporteront cette cornière.

Voici l'ensemble du chantier, les briques de façade sont stockées à chaque étage (fig. 13).

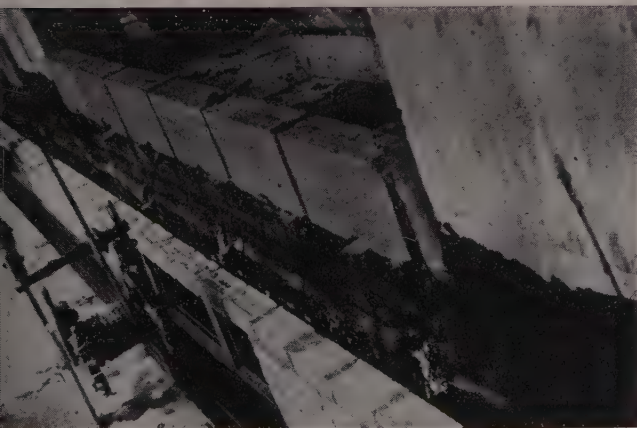


FIG. 18. — Exécution d'un mur composite.

Le grand échafaudage en bois que vous voyez au milieu de la photo est la cage d'ascenseur de chantier. C'est réglementaire, nous a-t-on dit d'après la législation du travail, au-dessus de onze niveaux.

On peut remarquer que l'entrepreneur a attendu que l'ossature soit complètement montée sur les seize niveaux pour fixer la suspension de son échafaudage volant et

pour entreprendre le briquetage de la façade. Les travaux intérieurs, par contre, ont déjà commencé.

5.12. — Murs rideaux.

Le mur rideau est très employé, principalement dans les immeubles destinés à être occupés par des bureaux.

Dans l'immeuble de l'Alcoa à Pittsburgh, le panneau d'aluminium est fixé à l'ossature métallique par une cornière d'ancrage. L'ossature elle-même est enrobée de béton.

En arrière du panneau d'aluminium se place un panneau en béton de vermiculite puis une contre-cloison du type placo-plâtre.

La fenêtre est en profilé d'aluminium, l'étanchéité en est assurée par un tube de caoutchouc qui se gonfle à l'air comprimé.

Les fenêtres ne sont pratiquement ouvertes d'ailleurs que pour un nettoyage de vitres.

Elles se développent alors autour de leur axe vertical après que l'on ait dégonflé le cordon pneumatique d'étanchéité. Les pièces ne sont aérées en temps normal que par climatisation intérieure.

L'ossature métallique entière est entourée de métal déployé galvanisé sur lequel est projeté au pistolet un enduit au ciment ignifuge, et supporte une dalle de béton armé.

A ce plafond est suspendu un double plafond sous forme de plaques d'isolation phonique.

Le passage des canalisations se fait dans le vide du plafond. Les plaques d'isolation phonique forment le plafond proprement dit, elles sont agrafées par simple pression sur des rangées de cornières légères suspendues. Les vides laissés dans le garnissage en panneaux isolants seront occupés par des plafonniers électriques.

Pour en revenir au mur rideau, examinons quelques éléments de façades vus de l'extérieur.

Sur une façade, composée de panneaux en acier inoxydable, un détail du panneau qui précise la fixation de la nervure couvre joint à une cornière fixée au plancher béton armé (fig. 19).

Dans un groupe d'immeubles en cours de construction dans la banlieue de Chicago, contrairement à ce que nous



FIG. 19. — Réalisation d'un mur rideau.

avons vu tout à l'heure, le remplissage est commencé par le bas : l'ossature est à peine achevée de couler que les murs rideaux sont en cours de montage (fig. 26).

5,13. — Constructions bois.

Les maisons individuelles en bois sont d'un type très courant, 78 % des logements sont en bois, 11 % en briques et 11 % en matériaux divers.

Sur des fondations en béton, on exécute d'abord le solivage du rez-de-chaussée, puis l'ossature.

L'ensemble est cloué sans aucun assemblage.

A l'extérieur de l'ossature, se clouent des plaques de fibres de bois compressées entre deux feuilles de carton bitumé, c'est un matériau composé du type Celotex, qui fait 15 à 20 mm d'épaisseur. Vous distinguez ces plaques sur la figure 20 dans la hauteur du rez-de-chaussée.

On fixe ensuite une feuille de carton bitumé recouverte elle-même, soit par des plaques de fibro-ciment teinté, soit par des plaques de bois imprégnées de compositions isolantes. Ce sont les shingles tiles.

Dans l'épaisseur de l'ossature du pan de bois, des matelas en laine de verre ou de roche sont cloués entre les montants.

Le revêtement intérieur est réalisé soit par du placo-plâtre, soit de métal déployé enduit au plâtre.

Ces types de logements présentent une architecture toujours très colorée tant par les shingles tiles des revêtements verticaux, que par la maçonnerie, de pierre artificielle teintée.



FIG. 20. — Ossature d'une maison en bois.

La composition de la couverture et des supports est sensiblement la même que celle du mur, si ce n'est que les plaques de couvertures sont bitumées.

Les cloisons intérieures sont fréquemment en placo-plâtre, les croisées sont souvent métalliques, le parquet est en chêne à joints perdus.

5,14. — Maisons préfabriquées.

Les maisons préfabriquées constituent un élément très important du marché du bâtiment aux Etats-Unis. Nous n'avons pas eu le temps de visiter d'usines de fabrication et la documentation m'a été fournie par

M. Durand, de l'O. T. H. qui a lui aussi été aux Etats-Unis avec une mission de l'O. E. C. E.

Sept pour cent des logements construits actuellement sont préfabriqués.

La National Home Corporation par exemple peut produire jusqu'à 300 logements par jour dans une usine principale et deux usines secondaires.

Les dirigeants de cette société prétendent n'être aucunement gênés par la compétition avec la construction traditionnelle.

C'est ainsi qu'ils étudient leurs prix de vente pour être toujours 10 % en-dessous des habitations traditionnelles d'une surface et d'un confort comparables.

La fabrication des panneaux extérieurs, des panneaux de plafonds, des panneaux de cloisons et de toitures est faite en usine. Les portes et les fenêtres sont achetées à l'extérieur ainsi que les appareils d'équipement.

Les panneaux extérieurs sont composés d'une armature intérieure clouée, bourrée de laine de roche et enfermée entre deux feuilles de contreplaqué.

La face extérieure du contreplaqué est traitée pour supporter les intempéries, la face intérieure du panneau est revêtue de feuilles de feutre de bois collées.

Les panneaux de plafond sont réalisés en placo-plâtre cloués sur des solives s'appuyant sur les murs et cloisons.

Entre les solives est posé un tapis de laine de roche.

Les panneaux de cloisons sont constitués de deux feuilles de contreplaqué avec parements feutre de bois. Ces deux feuilles de contreplaqué sont collées sur une armature intérieure.

Les panneaux de couverture sont des panneaux de volige supportés sur la charpente réalisée en éléments simples et recouverts de tuiles d'asphalte.

Une maison est terminée, fondations en maçonnerie exclues, en vingt-quatre heures dont un quart pour le gros-œuvre, trois quarts pour les corps d'état et la finition.

L'organisation de fabrication est complétée par une puissante organisation de transports.

La société possède 400 camions qui peuvent livrer dans un rayon de 500 miles, soit 800 km.



FIG. 21. — Chantier de maison préfabriquée et camion de transport.

Un camion emporte une maison complète, les revêtements de sols, les appareils sanitaires et l'aménagement de la cuisine (fig. 21).

Un pavillon préfabriqué coûte de 8 à 10 000 dollars pour 100 m² soit 3 600 000 en moyenne, soit 36 000 F le mètre carré habitable.

La distance limite de transport de 800 km ne pèse pas tellement sur le prix. Le prix du transport rentre en effet pour \$ 200 dans le prix de la maison, soit 80 000 F.

5,2 — Détails de construction

Voici quelques particularités de mise en œuvre remarquées au cours de nos visites.

5,21. — Gros-œuvre.

Les bétonnières sont rarement sur le chantier. Il est bien rare en effet, qu'il soit possible d'emmagasiner les grégats, le sable et le ciment.

Voyons d'abord la circulation du béton sur le chantier.

Le béton arrive donc en camions dans des bennes semblables à celles employées à Paris. Le réservoir à béton, de forme cylindrique, est animé d'un mouvement de rotation qui évite toute ségrégation. Une benne d'une contenance de 1 m³ environ et remplie directement du camion, est hissée à la grue jusqu'au plancher à couler. Sur le bord de ce plancher est placée une double trémie dans laquelle la benne se déverse. Chacune de ces trémies a une contenance d'environ 0,5 m³ (fig. 29).

Des brouettes munies de roues caoutchoutées recueillent le béton en bas des trémies.



FIG. 22. — Platelage de roulage des brouettes à béton.

Les ouvriers poussent ces brouettes jusqu'au lieu d'utilisation sur des platelages de bois qui permettent de passer sur les ferrallages (fig. 22).

Les coffrages sont couramment en contreplaqué akérisé raidis par des chevrons.

Les coffrages des poteaux notamment, destinés à servir un grand nombre de fois sont serrés par des fers plats perforés de trous allongés qui permettent de fixer des clavettes.

Nous avons vu certains coffrages de poteaux ronds constitués de feuilles de carton enroulées à recouvrement,

qui sont commandées du diamètre voulu à une usine spécialisée.

Une fois le coffrage carton convenablement plombé, étayé et rempli, il suffit, après la prise, de dérouler cet emballage pour avoir du béton brut de décoffrage.

Aucun réemploi bien sûr : quand le coffrage a servi on le brûle. C'est une solution peut-être économique, mais pas toujours valable.

Les ferrallages ne tendent pas à l'économie : la densité d'acier est très forte. Il s'agit d'ailleurs à peu près toujours d'aciers du genre Tor.

La distance entre les nappes de fer et l'écartement aux coffrages est assurée par des sortes de pattes de saute-relles en acier galvanisé, soudées de 10 cm en 10 cm tout le long d'un fer de construction qui supporte la nappe de ferrailage à la hauteur souhaitée (fig. 30).

Les vides sont toujours aménagés dans les dalles avant l'exécution aussi bien pour les canalisations que pour les gaines plus larges. Des boîtes sont alors posées en fond de coffrage avec un couvercle et présentant une certaine dépouille pour faciliter le décoffrage.

Les cloisons sont réalisées de la façon suivante :

En tête et en pied, sont fixées au pistolet des cornières en tôle légère galvanisée.

Des raidisseurs en tôle légère pliée en forme de U sont enfilés dans les trous aménagés dans les ailes des cornières. Ces raidisseurs verticaux sont placés de plafond à plancher environ tous les 40 cm.

Une nappe de métal déployé léger galvanisé est tendue sur cette armature.

L'enduit est ensuite projeté au pistolet sur ce métal déployé en trois couches de 5 cm d'épaisseur totale.

Le matériau de base est non pas du plâtre pur, mais plutôt un mélange de plâtre, sable et de ciment approvisionné sur le chantier, tout mélangé en sacs de papier.

Lorsqu'une nappe verticale de canalisation doit être passée, elle est placée entre deux cloisons du type ci-dessus mais chacune des faces extérieures seulement est plâtrée.

Il n'y a ni conduit de ventilation, ni conduit de fumée, sauf celui du chauffage central bien entendu, ce qui simplifie bien les choses.

Le chauffage central et le conditionnement d'air font le nécessaire.

Nous avons même vu des pièces qui n'avaient aucune ouverture sur l'extérieur.

5,22. — Plomberie, chauffage, électricité.

L'entreprise de plomberie fait un peu bande à part dans la corporation du bâtiment, de même que l'entreprise d'électricité et celle de chauffage.

Ce sont des entreprises mécaniques, qui bien souvent ne font pas partie du groupement sous l'égide de l'entreprise de gros-œuvre pilote.

L'action du plombier commence lorsqu'il demande à l'entrepreneur pilote de ménager dans les planchers les gaines et les fourreaux dont nous parlions tout à l'heure, ainsi que les « inserts » qui servent de supports de tuyauterie et qui sont disposés sur les boisages avant la coulée du béton.

Dès que le plancher est décoffré, et avant même d'attendre que les murs extérieurs soient montés, les canalisations verticales du plombier et du chauffeur

sont montées, en même temps que les réseaux en sous-sol sont établis.

Les colonnes verticales une fois montées, les tuyauteries de raccordement et certains appareils sont placés, par exemple les baignoires soigneusement protégées par du papier collé.

Le réseau terminé, il est procédé aux essais des différentes canalisations et ce n'est qu'après qu'ils auront été jugés satisfaisants, que l'entrepreneur de maçonnerie montera ses cloisons.



FIG. 23. — Équipement d'une cuisine dans un logement pour économiquement faibles.

Les appareils sont à peu près semblables à ceux que nous connaissons en France, si ce n'est l'absence totale de bidet et au contraire la généralisation de la baignoire.

Les dispositifs d'évacuation sont les suivants :

Le collecteur vertical est en fonte à joint coulé au plomb, la vidange des appareils est réalisée à l'horizontale par tube fer galvanisé, la ventilation secondaire est piquée à 1,50 m du sol sur la chute. Les dispositifs d'alimentation sont en tube fer galvanisé avec raccord fonte malléable pour l'eau froide et l'eau chaude. La tubulure de raccordement au lavabo et à la chasse est en cuivre chromé. L'alimentation de gaz est en tube fer noir encastré.

L'installation électrique suit le même planning de pose.

Toutes les canalisations sont noyées dans la dalle avant coulée du béton, on voit sur la figure 24 une boîte de jonction placée dans le coffrage. Les colonnes et les canalisations sont placées avant que l'on ait monté les cloisons. Il n'y a pas de compteur dans l'appartement. Seul un tableau de fusibles est prévu dans le logement derrière une trappe escamotable.

La troisième entreprise mécanique jouissant d'une certaine autonomie, l'entreprise de chauffage et de climatisation suit le même planning d'exécution; elle passe avant la mise en place des cloisons.

5.23. — Menuiserie, couverture, carrelage, peinture.

Je ne m'étendrai pas sur la menuiserie, au sujet de laquelle nous n'avons rien remarqué de très nouveau par rapport à notre pays.

Les portes sont d'un modèle isoplane cloisonné, les huisseries sont généralement métalliques du même modèle que les nôtres, les fenêtres sont d'une extrême variété de matériaux et de modèles, fer, aluminium, bois, ouvrant à la française, pivotant horizontalement, ou verticalement, à guillotine. Des quantités de fabricants se font une dure concurrence. La quincaillerie est extrêmement soignée, notamment les boutons de portes et les serrures.

Quelques mots de la couverture et de l'étanchéité.



FIG. 24. — Canalisations électriques placées avant le bétonnage d'une dalle pleine.

La couverture la plus courante sur les pavillons individuels ou les immeubles bas est constituée par un voligeage sur lequel on déroule un papier bitumé, puis on cloue des plaques bitumées (asphalt shingles). Un gravillonnage teinté en surface donne un aspect agréable à la couverture.

Les immeubles plus importants sont recouverts par une terrasse recevant une étanchéité avec ou sans pente. Cette étanchéité est constituée généralement par un complexe multicouche comprenant plusieurs feutres bitumés d'un poids au mètre carré analogue à ce qui se fait en France. Le relevé et l'engravure sont réalisés par des feuilles de cuivre.

Les revêtements de sol en carrelage sont généralement posés sur la dalle pleine, les revêtements muraux en grès cérame ou en matière plastique sont souvent posés à bain de mastic collant, à une vitesse déconcertante. Les sols des pièces sont revêtus de carreaux du type dalami, ou de plancher chêne collé au bitume.

La peinture enfin semble d'une excellente qualité quant à la matière première et d'une exécution parfaite.

6 — CONCLUSION

Après cette revue rapide et, de ce fait, peut-être un peu indigeste des divers aspects de l'industrie du bâtiment, cherchons à en dégager les caractéristiques principales.

Le climat créé aux États-Unis par la grande mobilité des crédits hypothécaires garantis par l'État, le faible intérêt des prêts et le montant élevé des loyers pratiqués là-bas, est tout à fait propice au développement de la construction.

On peut dire des études, des conditions de fonctionnement des entreprises, et des formes de marchés, qu'elles

sont aussi diverses et variées que la législation et les coutumes aux États-Unis : en pleine liberté, chaque état, chaque ville parfois a ses règles. Pas grande différence néanmoins avec la France, si ce n'est peut-être que les ingénieurs américains apportent plus souvent que chez nous leur concours avant réalisation.

Enfin, et c'est la notion la plus importante sur laquelle je voudrais conclure, les constructeurs ont fait comprendre là-bas, au grand public comme aux sphères gouvernementales, qu'ils représentaient l'industrie américaine n° 1, employant le plus grand nombre d'ouvriers et génératrice de prospérité pour l'ensemble du pays.

CONCLUSION DU PRÉSIDENT

Je pense que vous êtes tout à fait persuadés comme moi que nous avons eu la chance ce soir d'avoir un conférencier particulièrement avisé, en même temps qu'un photographe tout à fait émérite. Je serai donc, je pense, votre interprète en le remerciant à nouveau de cette très intéressante communication.

Je ne voudrais pas, bien entendu, vous recommencer la conférence, mais sans doute ne verrez-vous pas d'inconvénient à ce que, très rapidement, je vous résume ce qui, pour moi, a été l'enseignement de ce voyage en Amérique.

D'abord, il est bien évident, vous l'avez vu, qu'il n'y a pas, dans le domaine du logement, de transposition directe possible entre les États-Unis et nous. Qu'il s'agisse de la technique, ou qu'il s'agisse de l'aspect qu'on pourrait qualifier de commercial, nous trouvons des conditions évidemment très différentes.

Sur le premier plan, les Américains font essentiellement de très grands collectifs et des individuels, alors que nous faisons essentiellement des collectifs moyens.

Sur le second, ils ne font presque que de l'accession à la propriété, alors qu'au contraire nous cherchons de plus en plus à faire du locatif.

Ceci étant, quelles sont les quelques conclusions que l'on peut tirer d'une telle étude?

La première, — et j'avoue que, pour ma part, cela a été extrêmement réconfortant, — c'est que plus que n'importe quel autre, le domaine du bâtiment permet à l'Européen qui va aux États-Unis de se débarrasser du complexe qu'il pourrait éprouver avant d'avoir traversé l'Atlantique. En prémices, vous avez d'abord vu que dans les époques qui ont précédé la dernière guerre, les Américains ont, tout comme nous, fait preuve d'une certaine imprévision puisqu'ils se sont trouvés peu à peu devant une grave crise de logement. Mais ceci n'est qu'un point relativement secondaire puisque, grâce aux moyens énormes dont ils disposent, ils ont pu redresser assez rapidement la situation.

Il est évident toutefois que, sur le plan quantitatif, les Américains ont tout de même une supériorité sur nous. Il y a de leur côté 1 300 000 logements, du nôtre, environ 250 000 logements. Mais vous savez que les Américains sont quatre fois plus nombreux que nous et que leur pays est infiniment plus grand que le nôtre. Il y a donc peut-être une différence, un coefficient d'ajustement à trouver, mais nous ne sommes pas dans des ordres de grandeur réellement différents.

Ceci étant, je crois que nous avons par ailleurs, nous aussi, quelques supériorités et tout d'abord dans le domaine des plans masses. Je vais sans doute être un peu plus méchant que ne l'a été M. Duprat.

Je ne vous cacherai pas que tout ce que j'ai pu voir là-bas m'a paru, dans ce domaine, très mauvais par rapport à ce à quoi nous habituent nos amis les architectes français. Je pourrais même étendre cette aimable qualification aux architectes européens car on trouve également, vous le savez, de très bonnes choses en Scandinavie, en Allemagne, etc...

Sur le plan architecture proprement dit, je n'ai pas à vous redire combien sont monotones ces grandes façades en briques, que l'on trouve un peu partout dans les constructions qui sont les homologues de nos H. L. M., ou dans les grands collectifs de New-York ou des autres villes. Dans l'individuel, bien sûr, on a plus de variété. Vous avez vu des individuels intéressants, vous en avez vu d'autres qui l'étaient moins, il n'est pas douteux que, dans l'état actuel des choses, le plus vif désir de beaucoup d'Américains n'est pas tellement d'avoir un logement d'architecture extérieure moderne, mais seulement d'habiter un logement très confortable et spécialement agréable, vu de l'intérieur. Autrement dit, ce qui intéresse l'architecte américain, c'est l'équipement beaucoup plus que l'architecture.

Par conséquent, l'architecture aux États-Unis est telle que nous n'avons, semble-t-il, rien à leur envier.

Dans ce domaine de la construction, et pour les grands immeubles on fait, vous l'avez vu, des murs en briques traditionnels. Cela n'est pas pour nous apprendre grand chose. On fait également des murs rideaux métalliques qui sont peut-être plus intéressants. Mais ils le seraient surtout s'ils n'étaient pas chers. Or, ils sont chers, au moins aux États-Unis, et quand on demande à un constructeur pourquoi, néanmoins, cette formule se développe, il répond : « parce que cela se vend ».

Il y a aussi sans doute de meilleures raisons, mais de toute façon nous n'avons pas, là encore, de choses essentielles et nouvelles à apprendre.

Dans le domaine de la construction technique toujours, mais cette fois sous l'angle de la réalisation, j'ai également été frappé d'une chose, c'est que la taille des entreprises américaines n'est pas tellement différente de celle des nôtres. Tout

à l'heure, M. Duprat vous a cité des chiffres ; mais il y en a un que j'ai retenu plus particulièrement, c'est celui du nombre de logements que l'Entreprise Driscoll, qui est l'une des plus grandes entreprises New-Yorkaises, exécute par an dans la région est. Ce chiffre est de l'ordre de quelques milliers de logements. Cela n'a rien de disproportionné avec ce que peuvent faire nos entreprises.

Bien sûr, vous l'avez vu d'ailleurs, il y a des détails de construction qui sont extrêmement intéressants et je pense que, dans le domaine de l'organisation, de la préparation des chantiers, nous avons peut-être quelques enseignements à tirer des chantiers américains. Il reste que, comme nous avons pu nous-mêmes le constater, on voit encore, sur certains chantiers américains très importants, tout comme à la belle époque, le chef de chantier roi, complètement indépendant ou presque, de son entreprise et dirigeant les choses, disons un peu empiriquement, dans le cadre d'un planning, bien sûr, mais tout de même avec beaucoup de liberté.

Les délais ne sont pas non plus tellement différents des nôtres et quant aux prix, M. Duprat vous l'a dit tout à l'heure, les comparaisons sont difficiles. Mais il est bien certain que l'un dans l'autre, c'est-à-dire compte tenu des éléments manufacturés qui sont moins chers et, au contraire, des éléments à base de salaires qui sont plus chers, une moyenne semble s'établir.

Par conséquent, dans tous les domaines de la construction, je redis que nous n'avons pas de complexe à avoir.

Par contre, évidemment, il est un domaine où nous sommes très malheureux, c'est celui de l'urbanisme au sens large comme au sens étroit. Vous l'avez vu d'abord, et cela c'est tout à fait à mettre à l'actif des Américains, ou plus exactement c'est à mettre au passif des Français qui sont à peu près les seuls à ne pas le faire, vous avez vu combien on s'occupe d'entourer les nouveaux logements d'une vie collective ou tout au moins de commodités qui permettent à celle-ci de s'installer rapidement. Les shopping-centers sont construits très vite, de même que les constructions à caractère social, civique, culturel, etc., et même d'une façon un peu plus terre à terre, — mais cela compte aussi beaucoup dans la vie des habitants, — les éléments de verdure et de décoration florale dont on entoure tous les groupes qui sont construits là-bas. Bien sûr, cet aspect du problème du logement ne nous échappe plus actuellement en France, mais enfin, on ne fait que commencer et, sur ce plan là, nous avons certainement un retard à rattraper.

Sur le plan de l'aménagement du territoire, il est également certain que les Américains prennent les problèmes dans un meilleur sens que nous. En France, en particulier dans la région parisienne, quand on construit des groupes d'immeubles, on les construit là où il y a des emplacements vides et ensuite on se demande comment on va desservir ces immeubles au point de vue transports. Alors on crée des lignes d'autobus qui ne fonctionnent pas à plein rendement et, au bout d'un moment, il y a des drames parce que ces lignes sont déficitaires.

En Amérique, il semble que, comme cela se fait également en Scandinavie, en Allemagne, etc., on prenne le plus souvent les choses par le bon bout, c'est-à-dire qu'on construit d'abord les moyens de transports et qu'à partir de ces éléments de base, on adapte les groupes d'immeubles qui utiliseront lesdits moyens de transports.

Les moyens de transports ont d'ailleurs (c'est une parenthèse que je vais fermer rapidement) là-bas l'étendue que vous savez, en raison de l'importance qu'a elle-même la circulation automobile. L'automobile est, pourrait-on dire, une espèce de cancer qui ronge l'Amérique tant elle se développe. Comme dans la maladie, il y a une prolifération désordonnée de cellules absolument envahissantes que les Américains cherchent à canaliser. Il s'ensuit, pour l'instant, un très grand développement des voies de circulation, et notamment des autoroutes de toutes sortes qui relient les grandes villes. Il est certain qu'un voyage aux États-Unis est à cet égard, pour un Ingénieur des Ponts et Chaussées, un perpétuel supplice de Tantale.

Un petit exemple : la gare d'autobus de New-York, qui se trouve en plein cœur de Manhattan, a été reliée de telle façon au tunnel qui passe sous l'Hudson et ensuite à l'autoroute à péage qui s'appelle la New Jersey Turnpike qui est de l'autre côté de la rivière, qu'en sept ou huit minutes, à partir de cette gare, on se trouve roulant dans la campagne à 60 ou 70 km à l'heure. C'est absolument étonnant quand on voit les difficultés qu'un moyen de transport parisien quelconque éprouve pour sortir de l'agglomération parisienne.

Fermons la parenthèse. Je voudrais encore attirer votre attention sur deux ou trois points.

Un point d'abord d'ordre financier : l'incidence que M. Duprat a très justement soulignée des taux de loyers sur les questions de logements. Il est bien certain que là-bas, comme en Scandinavie, comme en Allemagne, comme partout, on a adopté une politique de loyers convenables et en ce moment même, où on est en train de discuter devant le parlement une loi-cadre de la construction, il est tout de même regrettable qu'il ne se soit trouvé personne, ni au Gouvernement, ni au Parlement, pour rappeler que certaines lois, certaines dispositions de blocage sont très certainement, en France à l'origine même de la crise du logement que nous essayons de pallier. Les taux des loyers américains sont donc élevés et il ne semble pas que ceci soit un facteur de gêne pour la vie économique en général, bien au contraire.

Il y a tout de même un cas spécial, qui dans une certaine mesure peut se transposer chez nous, c'est celui des taudis. Là-bas comme ici, on s'aperçoit qu'en définitive les loyers imposés dans les taudis deviennent d'une rentabilité telle, du fait même que les propriétaires n'effectuent plus aucun entretien dans ces maisons, et ne paient pratiquement pas d'impôts, qu'ils n'ont aucun intérêt à les détruire et qu'il faut opérer par voie d'autorité. C'est un point qui mérite notre attention car, vous le savez, cette rénovation des îlots insalubres et des taudis est, d'une façon générale, une des grandes questions que la France aura à résoudre demain.

Entre cette première crise de logement que nous sommes en train de pallier et la seconde, celle qui va se produire à partir de 1965-1970, quand arriveront les jeunes couches correspondant aux enfants mis au monde entre 1945 et 1950, il faut absolument que nous trouvions le temps d'amorcer la rénovation des îlots insalubres, sans cela nous ne la ferons jamais.

Un autre point intéressant parmi les renseignements recueillis, c'est celui du loyer de l'argent. On dit souvent que le loyer de l'argent est beaucoup plus bas là-bas qu'ici. Ce n'est pas tout à fait exact. Les emprunteurs contractent leurs emprunts auprès des Caisses d'Épargne au taux de l'ordre de 5 %. C'est un taux qui est, évidemment, un peu plus bas que celui qui se pratique en France pour les prêts spéciaux du Crédit Foncier, mais qui est très voisin de celui de la Caisse des Dépôts et des Caisses d'Épargne. La différence n'est donc pas au total très importante. Ce qui est tout de même remarquable, c'est que l'emprunteur qui admet ce taux de 5 %, ne reçoit en tant que prêteur et pour à peu près le même argent qu'il a déposé à la Caisse d'épargne, que 2 à 3 %. Ainsi que vous l'expliquait tout à l'heure M. Duprat, l'Américain est essentiellement à la fois un prêteur et un emprunteur et en même temps qu'il dépose à la Caisse d'Épargne d'une main, de l'autre il emprunte à la même Caisse d'Épargne pour se faire construire un logement.

Enfin, si vous le permettez, un dernier point que je voulais souligner, M. Duprat l'ayant fait également très justement tout à l'heure : les États-Unis sont arrivés au stade où quantitativement leur demande de logement est satisfaite. Il y a, actuellement, quelques logements disponibles, mais on peut dire que, d'une façon générale, ils sont en équilibre. Néanmoins, ils construisent 1 300 000 logements par an. C'est donc qu'il y a une grosse demande qualitative. Ceci est un point important, car il nous montre que lorsque nous aurons éteint cette première crise de logement, dont je parlais tout à l'heure, et en même temps que nous ferons la rénovation des îlots insalubres, ce qui est d'ailleurs déjà une façon de faire du qualitatif, il faudra tout de même penser à cette demande qualitative qui existe un peu partout en France. En dehors des gens qui se trouvent comprimés, à l'étroit, dans les conditions inhumaines que vous savez tous, aussi bien que moi, il y a certainement en France une grosse demande qualitative en potentiel qu'il faudra bien songer à satisfaire un jour ou l'autre.

Par conséquent, je conclurai ces quelques mots en vous disant que, en définitive, il y a des choses très intéressantes à voir aux États-Unis ; que c'est un véritable plaisir que d'y faire un voyage à beaucoup d'égards, mais qu'il ne semble pas qu'on puisse en tirer des enseignements directs en ce qui concerne l'activité qui nous intéresse plus spécialement. Et ceci parce que, dans cette matière, nos architectes valent bien, et je dirai même valent mieux que les architectes américains, parce que nos entrepreneurs valent bien les entrepreneurs américains et parce que, en définitive, l'industrie que tous ensemble vous formez se trouve actuellement probablement à la pointe du progrès, non seulement en Europe, mais certainement dans le monde.

DISCUSSION

M. GAUTHIER (Pierre-Maxime). — J'ai 35 ans de métier et il y a pas mal d'années que je viens dans cette salle. Je crois que personne ne me démentira : nous venons d'entendre une des conférences les plus agréables et les plus instructives qui aient jamais été prononcées ici.

Nous sommes tous pris par les impératifs de la productivité, par nos obligations professionnelles, et nous avons très rarement la possibilité de prendre part à des missions de ce genre, mais ce que nous avons entendu nous en a apporté une substantifique moelle et des images bien choisies que nous aurons, je l'espère, pour la plupart d'entre elles, dans la publication qui sera faite et qu'il faudrait répandre partout.

Je voudrais toutefois relever dans ce qu'a dit M. Duprat, la conclusion qu'aux États-Unis le bâtiment est à sa place comme l'industrie n° 1. Qu'est-ce que nous voyons, nous, en France ? Nous avons vu, dans les circonstances que nous venons de vivre, les pouvoirs publics se mettre, en quelque sorte, à la remorque de l'industrie automobile et des distributeurs de pétrole et hésiter avant d'imposer des mesures de prudence. Mais nous les avons vus quelques jours auparavant, dans des séances nocturnes à la Chambre, avec une trentaine ou une quarantaine de députés faisant ce qu'ils pouvaient pour l'amender, imposer à la construction une loi-cadre et des mesures qui la mettent en danger, au moins dans l'immédiat.

Et je rapprocherai ce fait du bruit que l'on a fait parce qu'un millier d'ouvriers risquaient d'être mis en chômage chez Simca à Poissy, en oubliant que la production de grosses voitures avait été arbitrairement poussée de 2 000 à 5 000 par mois en 1955. Au moment du dernier Salon de l'Automobile, M. Dreyfus, Directeur de la Régie Renault, avait traité les gens du bâtiment de cancre sous prétexte que leur industrie n'était pas capable de faire ce que faisait l'industrie automobile. Il a été remis judicieusement et honnêtement à sa place par M. Pabanel, et également par M. Pierre Gaxotte, qui lui a rappelé la protection douanière dont bénéficie en France l'industrie automobile, alors que celle du bâtiment est au contraire entravée par les lois qui pèsent sur la propriété immobilière. J'ai pensé moi, à nos ouvriers du bâtiment ; on s'occupe beaucoup moins d'eux lorsque les chantiers ferment. Et je me suis dit en vous écoutant qu'il y avait peut-être à remettre, en France, le bâtiment à sa place comme l'industrie n° 1, ainsi qu'il en est selon vous aux États-Unis, et que, sans doute, sur ce plan, l'union de tous les professionnels du bâtiment serait nécessaire ? Les enseignements d'une mission comme celle que vous avez faite, qui me semblent une synthèse encore plus profitable que ceux des missions qui l'ont précédée, sont pour les gens du bâtiment de se grouper et de se défendre dans toutes leurs organisations et dans leurs organismes de productivité tels que l'Aproba ;

de les faire connaître davantage en leur donnant un caractère paritaire, de façon que les cadres et les ouvriers y participent au même titre que les patrons (ce qui n'est pas encore le cas) pour que nous fassions un peu mieux le bloc des gens du bâtiment afin que le bâtiment, en France, devienne l'industrie n° 1.

M. DUPRAT. — Le parallèle que fait M. Gauthier opposant l'indifférence que manifeste l'opinion publique pour la corporation du bâtiment, à son souci de voir fléchir une industrie plus favorisée est très exact. Nous l'en remercions.

M. DE MONTAUZAN. — Vous nous avez indiqué, M. Duprat, que les maisons individuelles représentaient un pourcentage très important dans l'ensemble des logements édifiés aux États-Unis, 80 % je crois. Cela doit poser des problèmes de voirie, d'égouts et, de façon générale, de canalisations très importants.

Existe-t-il aux États-Unis des dispositions imposées aux lotisseurs, comparables à celles qui, en France, résultent de la loi de 1943 ?

M. DUPRAT. — En réalité, nous avons eu l'impression qu'aux États-Unis c'était à peu près la même chose qu'en France, peut-être même pire, car les lotisseurs ont à leur charge tous les frais de voirie et réseaux divers à l'intérieur des cités, à part évidemment les routes d'intérêt général, et même dans certains cas, je crois, les écoles. Pour vous citer un chiffre, dans la Cité de *Colliers Hook*, en plus des 95 millions de constructions proprement dits, on a eu 15 millions de V. R. D., soit 16 à 17 % du total des frais de construction, et ceci pour une cité de quinze ou vingt étages, c'est-à-dire relativement peu développée en surface par rapport au nombre de logements. Dans les cités de pavillons individuels on nous a indiqué des dépenses V. R. D. qui approchaient de 25 %. Là, vraiment, les lotisseurs fournissent aux occupants toutes les routes et parkings nécessaires à une habitation normale et ces frais sont compris dans le prix de l'habitation.

M. René DURAND. — Un petit détail, cependant, nous avons vu aussi que les compagnies des eaux ou d'électricité ou de gaz amenaient directement les canalisations jusqu'aux maisons pour augmenter leur clientèle sans rien faire payer aux lotisseurs.

M. BRISSAC. — Est-ce qu'en regard du chiffre de 1 200 000 ou de 1 300 000 logements neufs construits chaque année, vous pouvez nous dire quel pourcentage de ces constructions correspond au renouvellement normal du patrimoine immobilier et quel pourcentage au contraire contribue à relever le niveau moyen de la qualité du logement ainsi que vous venez de l'indiquer.

M. DUPRAT. — Je crois que ce que l'on pourrait dire c'est qu'en général les logements à loyers modérés sont situés sur des emplacements de taudis, c'est-à-dire remplacent les constructions

périmées, et je citais tout à l'heure ce chiffre de 135 000 logements par an affectés à ces logements à loyers modérés. On pourrait donc admettre que le remplacement est d'environ 10 % de la construction par an.

M. P. MAZERAND. — On est un peu étonné en voyant les photographies de ne voir aucun linge aux fenêtres. Comment est résolu le problème du séchage du linge ?

M. DUPRAT. — Effectivement, nous n'avons jamais remarqué de linge aux fenêtres, mais par contre on en voit des quantités au pied des immeubles. Je vous disais tout à l'heure que, sur 1 300 000 logements, il y en avait 1 100 000 d'individuels. Il y a des emplacements de séchage très importants qui sont situés derrière les bâtiments individuels.

M. LE PRÉSIDENT. — Il faut même dire que, dans les cités de logements individuels où tous les pavillons sont les uns à côté des autres, on aperçoit des « champs d'épandage » de linge, abso-lument comme en France. C'est dans les collectifs que la discipline paraît le mieux observée. C'est probablement parce que la température étant plus élevée, le séchage se fait plus vite.

M. DUPRAT. — Et il y a aussi une autre raison : l'extrême développement des laveries automatiques. Le lavage et le séchage se font dans les laveries automatiques.

A propos des séchoirs, je pense à vous citer une disposition particulière des locaux communs; il n'y a pas de caves en-dessous de bâtiments de vingt-cinq à trente étages, comprenant huit à dix logements à l'étage : on ne voit pas bien en effet, comment ces caves pourraient être disposées. Nous avons pu voir par contre, en général à rez-de-chaussée, de vastes locaux de deux types, l'un pour les voitures d'enfants (à Stuyvesant Town, 600 m² pour 130 logements, soit 4,5 m² par logement), l'autre pour les malles vides, vieux lits, etc... (dans la même cité 300 m² pour 130 logements, soit 2,30 m², au logement).

M. LE PRÉSIDENT. — Dans le domaine de l'esthétique, une chose que vous avez peut-être remarquée, et qui est importante, c'est la présence à peu près constante de lignes électriques posées sur pylônes en bois. Partout la vue se trouve barrée par ces poteaux électriques d'un effet très disgracieux. Il n'y a aucun effort à ce point de vue, même dans les cités les plus réussies.

M. GATEAU. — Je crois que parmi les questions dont vous avez parlé, une des plus importantes est celle de la rénovation des îlots. Je crois qu'en France on commence effectivement, comme l'a dit M. Leroy, à s'en occuper particulièrement.

D'après la réponse que vous venez de faire il semblerait que sur les anciens îlots insalubres on ne construit que des habitations à loyers modérés. Je me demande si cela n'est pas en contradiction avec ce que vous avez dit dans votre conférence au sujet des mises en adjudication des groupes à construire sur des îlots insalubres.

M. LE PRÉSIDENT. — Non, car le cahier des charges de l'adjudication de reconstruction d'un îlot insalubre spécifie le type, les normes à satisfaire, et la destination de la cité nouvelle. Néanmoins, il arrive lorsque le quartier le permet, que l'on remplace les taudis par des immeubles résidentiels. Mais, lorsque le quartier ne le permet pas, ce qui est encore fréquemment le cas, et en particulier lorsqu'il s'agit de ce qu'on appelle là-bas les « coloured-men », ce sont automatiquement des H. L. M. A Washington, en particulier, dont a parlé M. DUPRAT tout à l'heure, on nous a déjà montré le plan d'urbanisme, le plan masse qui a déjà été établi et qui précise les types de logements à édifier. Je dois dire d'ailleurs, en petit correctif à ce que j'ai dit tout à l'heure, que Washington, contrairement aux autres villes américaines, est extrêmement bien conçue et extrêmement bien présentée au point de vue de l'urbanisme. Il est juste d'ajouter que l'auteur du plan initial était français.

RÉSUMÉ

Au cours d'un voyage de trois semaines aux U. S. A. où il a principalement visité New-York, Washington, Philadelphie et Chicago, l'auteur a constaté que dans ce pays fortement industrialisé, l'industrie du bâtiment se classe la première tant par le chiffre d'affaires réalisé que par le nombre de personnes employées.

Il en attribue la raison au faible loyer de l'argent, aux facilités, accordées pour l'accession à la propriété, enfin à la part importante consacrée au loyer dans le budget familial de l'Américain.

1 300 000 logements dont 1 180 000 individuels sont actuellement en construction, et bien que les plans masse soient très denses, les surfaces des cellules d'habitation sont supérieures à celles prévues en France.

La construction utilise beaucoup le bois (les constructions en-bois représentent 70 % de l'ensemble des constructions) le béton, principalement pour les logements économiques, le fer pour les immeubles à usage de bureaux, enfin la préfabrication (7 % des logements construits).

La politique de la construction est considérée par les autorités fédérales comme étant du domaine de l'industrie privée. Ces autorités se bornent à garantir les prêts hypothécaires, à en faciliter la mobilité et à en soutenir le marché.

SUMMARY

During a three weeks voyage in the U. S. A., where he visited principally New-York, Washington, Philadelphia and Chicago, the author noted that in this highly industrialised country, the building industry is the most important from the point of view of turnover and number of employees.

He attributes this fact to the low rates of interest on borrowed money, the facilities available to property buyers and to the high proportion of the family budget set aside for rent in the U. S. A. Of the 1 300 000 homes now on construction, 1 180 000 are of the individual type and although the lay-out is highly concentrated, the surface areas of the homes are greater than is normally envisaged in France.

The industry uses a great deal of timber (70 % of the totality of construction in hand) and concrete, principally for small economic home units, iron for office blocks and finally the prefabrication (70 % of the totality).

The general policy of construction is considered by the Federal authorities to be the domain of private industry; these authorities confine their activities to the guaranteeing of mortgages, to facilitate their transfer and to support their market.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.



FIG. 25. — Immeuble d'habitation à Chicago.

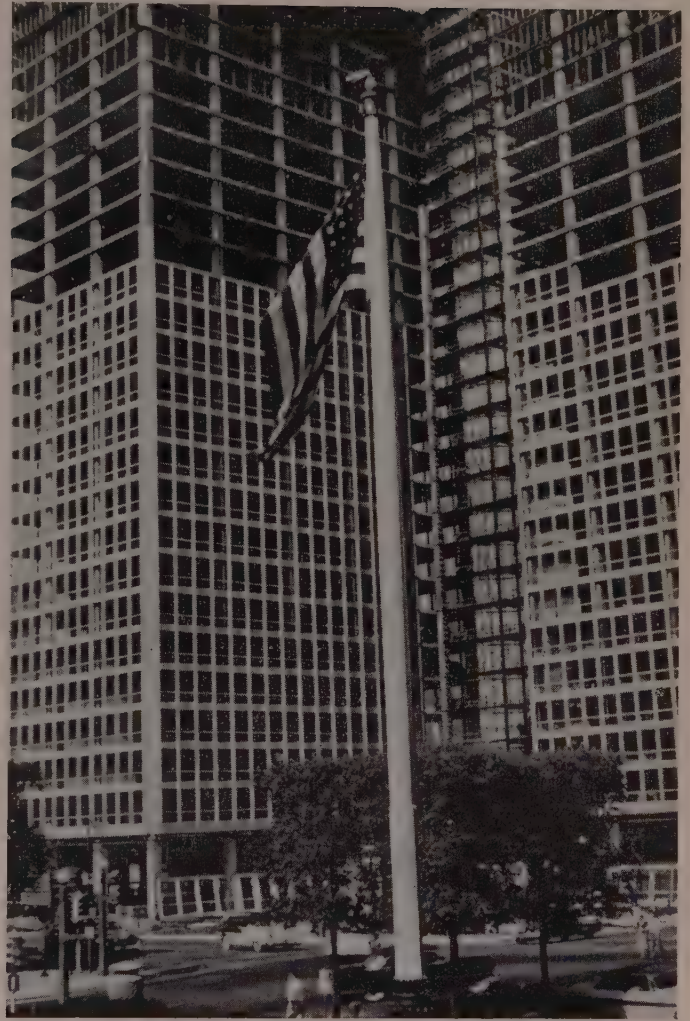


FIG. 26. — Mise en place des panneaux de façade dans un immeuble bureau (Chicago).



FIG. 27. — Immeuble à loyer modéré à Philadelphie.

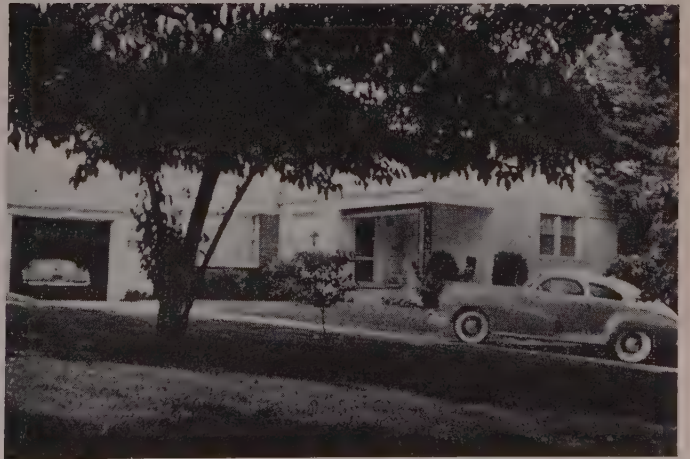


FIG. 28. — Pavillon dans la banlieue de Washington.



FIG. 29. — Trémies et brouettes à béton sur le plancher d'un bâtiment en cours de bétonnage.



FIG. 30. — Ferraillage et réserve des vides avant bétonnage d'une dalle pleine.



FIG. 31. — Densité des plans de masse (Parkchester N.-Y.).



FIG. 32. — Pavillon dans la banlieue de Chicago.



FIG. 33. — Cuisine dans un pavillon en bois.

(Reproduction interdite.)

LA STABILITÉ DES COLONNES EN ACIER SOUMISES AU FLAMBEMENT — DÉVERSEMENT

Réflexions à propos des recherches récentes de MM. Campus et Massonnet
sur le flambement de colonnes en acier A 37 en profil en double té,
solicitées obliquement

par **M. Jean DUTHEIL**,

Ingénieur A.M. et I.E.G.

Lauréat de l'Académie des Sciences

Président de la Commission technique de la Chambre Syndicale
des Entrepreneurs de Construction Métallique de France

RÉSUMÉ

Dans leur récent ouvrage « Recherches sur le flambement des colonnes en acier A 37 en profil double té, sollicitées obliquement », MM. F. CAMPUS et C. MASSONNET décrivent des essais effectués sur différentes poutrelles sollicitées obliquement dans le plan de leur plus grand moment d'inertie.

S'appuyant sur ces essais, ils analysent le comportement de ces colonnes soumises au flambement par flexion et torsion, tenant compte des propriétés réelles du matériau et de la répartition des contraintes résiduelles. Ils proposent une méthode générale pour le calcul de la charge maximum supportable. Mais cette théorie nécessitant des calculs compliqués, est difficilement applicable. C'est pourquoi ils proposent pour le dimensionnement pratique une formule d'interaction à l'image des formules américaines, qui d'après eux *serre la réalité de plus près que les méthodes existantes, tout en conduisant à une appréciable économie d'acier.*

On conteste cette conclusion. On montre que contrairement à l'affirmation des auteurs, la méthode Dutheil donne avec leurs essais une concordance excellente, alors que la formule qu'ils proposent fait apparaître des écarts dont certains sont importants.

On montre aussi que la méthode Dutheil offre en outre l'avantage d'aboutir rationnellement à une sécurité plus homogène, d'où il résulte une économie d'acier notablement plus importante que celle dont les auteurs croient devoir faire état.

SUMMARY

In their recent work entitled « Research on the buckling under diagonal stress of double T section columns of A 37 steel », F. CAMPUS and C. MASSONNET give details of tests carried out on various steel joists stressed diagonally in the plane of their highest moment of inertia.

Taking these tests as their base, they analyse the behaviour of these columns submitted to buckling by bending and torsion, taking into account the actual properties of the material and the distribution of the residual stresses. They propose a general method for the calculation of the maximum supportable load. But this theory, necessitating complicated calculations, is difficult to apply. It is for that reason that they propose for practical dimensioning a formula of interaction similar to the American method, which, they maintain, *is closer to the reality than existing methods, at the same time giving an appreciable saving in steel.*

This conclusion is contested. Contrary to the affirmation of those authors, the Dutheil method is in excellent agreement with their tests, whilst their own formula gives rise to discrepancies, some of which are important.

It is also shown that the Dutheil method has furthermore the advantage of leading rationally to a more homogeneous safety, hence giving a greater saving in steel than that mentioned by the authors of the work mentioned above.

LA STABILITÉ DES COLONNES EN ACIER SOUMISES AU FLAMBEMENT — DÉVERSEMENT

I. — INTRODUCTION

En 1950, M. Ch. Massonnet, Professeur à l'Université de Liège, s'exprimait en ces termes [1] :

« Il est aujourd'hui admis de tous que le flambage est un simple phénomène statique de flexion composée, dans lequel il importe de tenir compte des déformations élastiques de la barre, pour évaluer les moments fléchissants qui y naissent.

Ce sont les imperfections inévitables de la pièce et le manque de centrage de la charge qui sont les causes de ce phénomène. Si petits soient-ils, ils provoquent les déformations transversales qui croissent hyperboliquement quand la charge se rapproche d'une certaine valeur appelée charge critique. Ce phénomène porte le nom de flambage par divergence. »

Il fait remarquer qu'on peut analyser le phénomène du flambement de deux façons différentes :

1^o Soit en faisant complètement abstraction des imperfections et en recherchant la charge critique, suivant la méthode classique, que l'on peut dénommer méthode par *bifurcation d'équilibre*;

2^o Soit au contraire en essayant de prendre en considération l'effet de ces imperfections sur la force portante, c'est la méthode par *divergence*.

Après avoir passé successivement en revue les deux types de méthodes, il opte d'une façon catégorique pour la seconde; ses conclusions sont à cet égard des plus significatives.

En 1953, M. Ch. Massonnet, après avoir opposé quelques critiques à la méthode Dutheil, se demande ce qu'il est possible d'y substituer, il reconnaît que le bilan est bien maigre [2].

a) Pour une barre rectiligne idéalement parfaite, il considère que le problème de la charge portante est résolu par les travaux de Shanley et de Duberg et Wilder. Mais il constate que le problème de la sécurité des pièces industrielles n'est pas résolu, car il suppose l'emploi d'un coefficient de sécurité empirique variable avec l'élanement. Les normes allemandes DIN 4114, basées sur la théorie d'Engesser von Karman dite du « module réduit », qui ne représentent pas la réalité, sont critiquables;

b) Dans le domaine des pièces fléchies et comprimées, il cite la méthode de F. Bleich qui prend en compte la plasticité du matériau, mais non les imperfections des barres, mais dit-il « Il faudrait donc l'employer elle aussi avec un coefficient de sécurité variable, ce qui est à proscrire. »

Dans ses conclusions, il pose la question de principe :

« L'effet des imperfections des pièces soumises au flambage, doit-il être pris en considération dans le calcul,

ou bien doit-il au contraire être couvert par le coefficient de sécurité? »

Il y répond comme suit :

« Nous penchons avec M. Dutheil pour la première solution. Nous croyons comme lui que le calcul des charges ultimes n'a d'intérêt que par les comparaisons qu'il permet de faire avec l'expérience : il est impossible de fonder une conception cohérente de la sécurité sur ces charges ultimes. »

* *

Du texte de MM. Campus et Massonnet concernant leurs recherches récentes sur le flambement des colonnes chargées obliquement [3], il se dégage une conception générale du problème, diamétralement opposée à ces principes. En définitive, abandon sans appel de la méthode par divergence et retour à la méthode par bifurcation d'équilibre.

On peut se demander quel est le fait nouveau qui a pu provoquer un renversement d'opinion aussi radical.

Il faut reconnaître qu'à la lecture du texte en cause, ce fait nouveau n'apparaît pas. On y trouve des critiques de la méthode par divergence en général, et de la méthode Dutheil en particulier.

Ces critiques, en vérité, comportent plus d'affirmations que de démonstrations. Cependant, elles mettent en cause directement certains articles des nouvelles Règles Françaises (C. M. 1956). Il m'était donc impossible de les laisser sans réponse.

Au cours des discussions dans le sein de la Commission chargée de l'élaboration de ces Règles, présidée par M. Caquot, membre de l'Institut, il a été procédé à une confrontation expérimentale étendue et très serrée de la méthode Dutheil, dont l'évolution permettait de nouveaux progrès. Elle n'a jamais été mise en défaut par l'expérience.

Je me propose de montrer qu'elle ne l'est pas davantage par les essais de MM. Campus et Massonnet, et c'est sans doute là le nœud de la question; l'expérience doit avoir le dernier mot.

Cela me sera par ailleurs une excellente occasion de montrer une fois de plus que la méthode par bifurcation d'équilibre, qui est du domaine de la fiction, car il n'existe pas de pièces idéalement parfaites, ne peut donner de concordance expérimentale étendue, et se trouve impuissante à résoudre rationnellement le problème de la sécurité.

L'examen des formules d'interaction proposées par les auteurs, en apportera la confirmation.

II. — RÉPONSES AUX OBJECTIONS OPPOSÉES A LA MÉTHODES DUTHEIL

I. IMPOSSIBILITÉ DE CONCORDANCE DU FAIT DES CONTRAINTES INTERNES DANS LES POUTRELLES

1° Enoncé de l'objection.

Les auteurs ont procédé sur trois types de poutrelles, DIE 20 — DIE 10 — IPN 22, à des essais préliminaires comportant notamment la mesure des contraintes internes de laminage et de la limite apparente d'élasticité à 0,2 % en différents points répartis sur la surface des section. Ces mesures leur ont permis pour chacun des trois profils, l'établissement du diagramme moyen compression/déformation des semelles.

Dans les conclusions de ces essais, on peut lire le passage suivant p. 167 [3] :

« Les diagrammes moyens d'une semelle établis aux paragraphes 2.3, 2.4, 2.5, montrent que pour les trois profils étudiés, l'acier des semelles se comporte dans l'ensemble comme un matériau sans palier, à basse limite de proportionnalité et grand développement du domaine plastique, c'est-à-dire un matériau du genre des laitons ou de certains duralumins.

Il est clair qu'on doit donc s'attendre à observer des charges limites élastiques bien plus faibles que celles obtenues en posant comme on le fait d'habitude

$$\sigma_{\max} = Re \approx 25 \text{ kg/mm}^2$$

et il n'y a par conséquent aucun espoir de trouver par nos essais une confirmation de la méthode de calcul de Dutheil, ou de méthodes analogues. »

On voit qu'il s'agit d'une objection d'importance, puisqu'elle conclut purement et simplement à rejeter la méthode Dutheil pour non concordance expérimentale.

Mais on ne trouve rien dans le texte pour justifier cette conclusion, qui reste ainsi une simple affirmation. La première chose à faire avant d'énoncer une conclusion aussi catégorique n'était-elle pas de procéder à une confrontation?

2° Observations préliminaires.

Il semble bien, à la lecture du texte de MM. Campus et Massonnet, qu'il y ait certaines confusions, tant sur les principes que sur l'application de la méthode Dutheil.

Pour éviter toute ambiguïté et toute erreur d'interprétation, j'ai donc jugé nécessaire, pour apporter un peu de clarté, de donner sous une forme succincte mais précise, les principes essentiels qui sont à la base de la méthode, avec les équations de détermination qui en découlent, notamment dans leur application aux cas de charge correspondant aux expériences donnant lieu à confrontation.

On trouvera l'exposé correspondant en annexe, (p. 700, § I).

Dès maintenant, il convient de relever dans le texte des conclusions, reproduit *in extenso* au paragraphe qui précède, deux points qui donnent lieu à rectification.

a) Interprétation donnée aux diagrammes moyens compression-déformation dans les semelles.

Ces diagrammes sont reproduits ci-dessus aussi fidèlement que possible, mais en ne conservant que le tracé à petite échelle qui seul permet leur examen d'ensemble.

Il est évidemment excessif de conclure à cet examen, que l'acier des semelles se comporte comme un matériau sans palier.

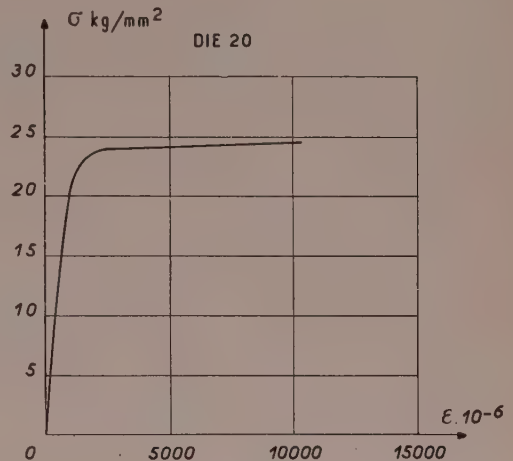


FIG. 1
(Fig. 2-4-5 [3]).

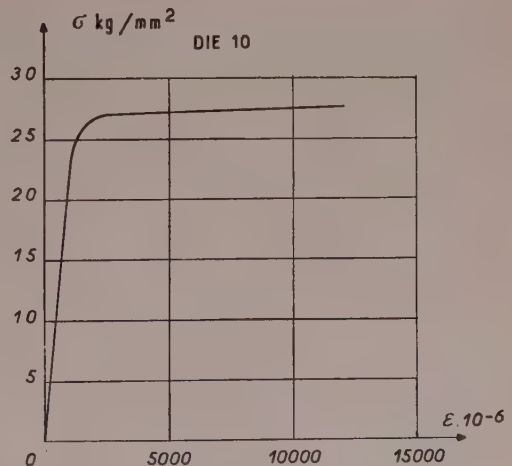


FIG. 2
(Fig. 2-3-6 [3]).

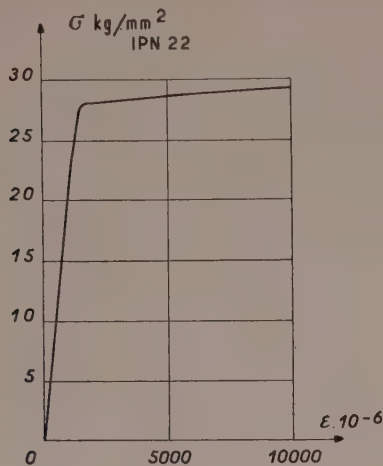


FIG. 3
(Fig. 2-5-5 [3]).

Dans la plupart des essais de traction ou de compression, les diagrammes obtenus diffèrent du diagramme idéal de la figure 4.

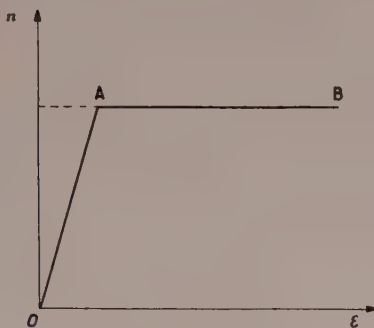


FIG. 4
(Fig. 2-6-1 [4]).

La partie OA n'est jamais rigoureusement rectiligne et le palier AB n'est jamais rigoureusement horizontal.

Les diagrammes des figures 1, 2, et 3 ne diffèrent pas essentiellement du diagramme idéal de la figure 4. La différence la plus sensible porte sur l'arrondi dans la région du point A. Quoi qu'il en soit, il ressort des trois diagrammes considérés que dans la zone qui suit immédiatement la contrainte correspondant à la limite apparente d'élasticité à 0,2 % d'allongement rémanent, l'allongement peut croître de plusieurs fois sa valeur sans entraîner un accroissement appréciable de la contrainte. C'est bien la définition du palier de ductilité.

Par ailleurs, les contraintes internes n'affectent pas sensiblement la valeur de la limite apparente d'élasticité.

Considérons par exemple les DIE 20, pour lesquels le diagramme de la figure 1 accuse une limite apparente d'élasticité à 0,2 % qui ressort aux environs de 24 kg/mm², valeur la plus basse des trois diagrammes.

L'examen du tableau VI, p. 157 [3], montre que la valeur moyenne de la limite apparente d'élasticité, mesurée sur éprouvettes de traction en différentes régions de la section, s'écarte peu de 24 kg/mm². Cette valeur rela-

tivement basse de la limite élastique ne provient donc pas des contraintes internes, mais bien du matériau lui-même.

Il en résulte que les contraintes internes n'ont d'autre influence sur le diagramme moyen compression/déformation dans les semelles, que de provoquer un petit arrondi raccordant le palier de ductilité, à la zone des déformations pseudo-élastiques, cet arrondi n'affectant pas la valeur moyenne de la limite apparente d'élasticité à 0,2 % dans les semelles.

Cette influence est bien connue; elle a été étudiée notamment par Bijlaard, Fisher et Winter [4] qui considèrent comme mineure l'influence de cet arrondi provenant des contraintes résiduelles dans les poutrelles.

Je suis bien de cet avis, car l'influence de cet arrondi sur la déformation, ne peut qu'être très faible et il serait vain de la prendre comme base d'une méthode de calcul au flambement, alors qu'on néglige l'influence des perturbations correspondant aux imperfections inévitables, qui est cependant autrement importante.

Il est à noter que la méthode Dutheil tient compte du fait que la déformation dans la zone OA, n'est pas rigoureusement proportionnelle, en admettant au départ un module d'élasticité réduit

$$E' = \frac{E}{1,083} = \frac{21\,000}{1,083} = 19\,400$$

valeur moyenne qui résulte d'observations sur essais de poutrelles en flexion.

Quoi qu'il en soit, il n'y a qu'un point sur lequel je suis d'accord avec MM. Campus et Massonnet, pour ce qui concerne les trois diagrammes figures 1, 2 et 3, c'est qu'ils constituent la seule base sûre pour l'analyse du comportement des colonnes soumises au flambement.

Dans la détermination de la contrainte probable d'affaissement à comparer aux essais, il sera donc pris en compte la limite apparente d'élasticité à 0,2 %, telle qu'elle résulte de ces diagrammes, soit :

$$\begin{aligned} &23,9 \text{ kg/mm}^2 \text{ pour les DIE 20} \\ &27 \text{ kg/mm}^2 \text{ pour les DIE 10} \\ &28 \text{ kg/mm}^2 \text{ pour les IPN 22} \end{aligned}$$

b) Critère de ruine admis par la méthode Dutheil

Du fait que la limite de proportionnalité ne coïncide pas avec la contrainte correspondant au palier de ductilité, comme sur le diagramme idéal de la figure 4, mais se situe notablement plus bas, les auteurs tirent la conclusion qu'il n'y a aucun espoir de concordance avec la méthode Dutheil.

Ceci implique que dans leur esprit, ladite méthode prend comme critère d'affaissement l'apparition au bord de la section dangereuse d'une contrainte égale à la limite de proportionnalité, la charge correspondante étant dénommée par eux « charge limite élastique ».

S'il en était bien ainsi, et en remarquant que cette limite de proportionnalité ressort d'après leurs mesures respectivement à 12,6 — 12,75 — 12,8 kg/mm² pour les DIE 20 — DIE 10 — IPN 22, il n'y aurait effectivement aucun espoir de concordance.

On peut d'ailleurs discuter les chiffres qui précèdent, et même poser cette question : existe-t-il réellement pour l'acier Adx, une limite de proportionnalité?

Il est bien connu qu'à mesure que les moyens de mesure se perfectionnent, cette limite de proportionnalité se

situé de plus en plus bas. Dans ces conditions, comment la définir avec quelque certitude ?

Il est bien évident qu'il y a là une confusion qu'il est indispensable de dénoncer. Une notion aussi imprécise que la limite de proportionnalité, ne peut constituer une base à rien de sérieux, ce n'est pas en tous cas le critère auquel se réfère la méthode Dutheil.

Il n'y a qu'un seul critère réel du flambement, c'est l'instabilité de l'équilibre, entre le moment interne et le moment externe dans la section dangereuse. Cela, personne ne peut le contester. Il y a une difficulté, c'est son introduction dans des relations simples de dimensionnement. Cette difficulté qui est apparue à certains comme insurmontable, la méthode Dutheil lui a donné une solution pratique. Les moyens employés sont exposés en annexe p. 700, § I.

3° Confrontation expérimentale.

Il résulte des principes mêmes qui sont à la base de la méthode Dutheil, que cette confrontation doit comporter deux vérifications :

a) Vérification de la concordance entre la contrainte probable d'affaissement calculée, et la contrainte d'affaissement expérimentale.

On sait que de nombreuses perturbations à caractère aléatoire viennent troubler le phénomène de flambement, et par suite, les résultats d'essais. Quels que soient les soins dans la réalisation de ces essais, il faut donc s'attendre à une certaine dispersion.

Il suffit d'examiner le tableau des résultats d'essais de MM. Campus et Massonnet — [3] Tableaux X et XI, p. 197 — pour le constater. Encore qu'il n'y ait qu'un essai pour chaque type de sollicitation correspondant à un profil déterminé, l'examen comparatif des résultats fait ressortir certains désordres dans l'échelonnement.

Cet échelonnement devrait obéir théoriquement aux règles suivantes :

Dans le sens vertical des tableaux :

Décroissance continue dans tous les cas, quand on va des petits élancements aux grands.

Dans le sens horizontal des tableaux :

Pour un même type de sollicitation : décroissance continue à mesure que m augmente.

Entre types de sollicitation : croissance continue, de gauche à droite, à valeurs égales de m .

On peut constater de nombreuses exceptions à ces règles.

Il n'y a là rien qui puisse surprendre, cela prouve simplement qu'il serait vain de prétendre calculer rigoureusement a priori la contrainte d'affaissement d'une colonne donnée. On ne peut parler que de *contrainte probable d'affaissement*, et c'est bien ainsi que je l'entends, c'est la base même de ma théorie.

Il en résulte que la comparaison avec l'expérience ne peut se faire valablement qu'à condition de disposer d'un nombre d'essais suffisant de chaque catégorie.

On ne dispose, dans le cas présent, que d'un essai par catégorie ; il peut donc se situer n'importe où sur la bande de dispersion.

Pour juger sainement de la concordance, il apparaît donc que la moyenne des erreurs en %, sera plus significative que l'indication des erreurs maxima.

b) Vérification de la sécurité.

La sécurité dans la méthode Dutheil, est basée sur l'application d'un coefficient de sécurité unique, par rapport à la *contrainte limite d'affaissement* n_z (voir annexe I p. 703 § II). Pour avoir la certitude que la sécurité est bien assurée dans tous les cas, il faut donc vérifier que n_z est inférieure à la contrainte d'affaissement expérimentale pour chaque essai.

A. Première série d'essais (fig. 5).

Compression excentrée, les excentricités e_1 et e_2 situées dans le plan du moment d'inertie maximum, sont égales et de même signe :

$$e_2/e_1 = + 1.$$

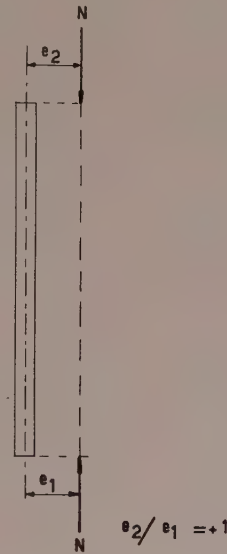


FIG. 5.

Essais effectués sur trois types de poutrelles DIE 20, DIE 10, IPN 22, avec les valeurs de m' égales à 0,5, 1, 3.

a) Contrainte probable d'affaissement n_z .

On trouvera en annexe § VII, l'équation (29) déterminant n_z .

La valeur de n' est prise égale à :

23,9	kg/mm ²	pour les	DIE 20
27	kg/mm ²	pour les	DIE 10
28	kg/mm ²	pour les	IPN 22

(limites apparentes d'élasticité relevées sur les diagrammes compression/déformation des figures 1, 2 et 3).

Les calculs ont été effectués avec les caractéristiques mécaniques des profils prises sur catalogue, et les valeurs nominales de l'élancement.

TABLEAU I
DIE 20

m'	0,5			1			3		
	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %
40	16,2	15,45	— 4,5	12,2	11,6	— 5	6,52	5,92	— 9
60	15,3	14,8	— 3	11,1	11,1	0	5,92	5,6	— 5
80	12,7	13,75	+ 8	10,6	10,3	— 3	5,85	5,3	— 9
100	11,2	12,3	+ 10	9,7	9,7	0	5,19	5	— 3,5

 TABLEAU II
DIE 10

m'	0,5			1			3		
	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %
130	11	9,9	— 10	9,15	9,1	0	5,4	5,2	— 3,5
175	6,24	6,05	— 3	5,77	5,9	+ 3	4,2	4,3	+ 2

 TABLEAU III
IPN 22

m'	0,5			1			3		
	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %
40	18,7	18,7	0	14,7	14	— 4,5	7,62	7	— 8
60	17,4	17,9	+ 3	14	13,5	— 3,5	7,06	6,85	— 3
80	17,5	17	— 3	14	13,1	— 6,5	7,59	6,6	— 13
100	15,7	15,2	— 3	13,7	12,3	— 10	6,95	6,4	— 8
130	11,7	10,55	— 9,5	11,2	10,2	— 10	6,6	6,3	— 6
175	7,04	6,1	— 13	6,71	6,1	— 9	5,22	5,2	0

— Erreur moyenne :

- 1° DIE 20 — 2 %
- 2° DIE 10 — 1,9 %
- 3° IPN 22 — 5,95 %
- 4° Pour l'ensemble : — 3,96 %

b) Contrainte limite d'affaissement n_s .

On trouvera en annexe § VII la condition (33) à satisfaire pour que n_s soit inférieure à la contrainte d'affaissement expérimentale. Dans le premier membre, on prend pour n , la valeur de la contrainte d'affaissement expérimentale. Au deuxième membre; on prend $n_e = 24 \text{ kg/mm}^2$, limite élastique conventionnelle des Règles françaises.

Il est bien évident que cette vérification n'est pas nécessaire, dans le cas où la valeur de n_s calculée par l'équation (29) est déjà inférieure à la contrainte d'affaissement expérimentale, ou même quand elle ne lui est supérieure que de quelques pour cent.

Dans ces conditions, il n'y a que deux cas à vérifier :

DIE 20 — $\gamma = 80$, $m' = 0,5$ (+ 8 %)

on trouve 25,3 > 24

DIE 20 — $\gamma = 100$, $m' = 0,5$ (+ 10 %)

on trouve 27,4 > 24.

On conclut que la condition (33) est satisfaite pour les trente-six essais qui précèdent, ce qui revient à dire qu'en aucun cas la contrainte d'affaissement expérimentale n'est trouvée inférieure à n_s .

C'est la conclusion la plus importante de ces vérifications.

B. Deuxième série d'essais (fig. 6)

L'excentricité $e_2 = 0$, ou : $e_2/e_1 = 0$.

Essais effectués sur les mêmes types de poutrelles, avec les mêmes valeur de m' .

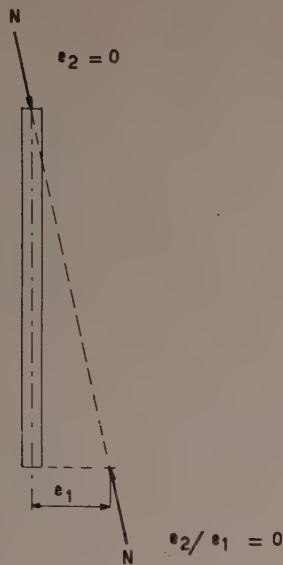


FIG. 6.

a) Contrainte probable d'affaissement.

On sait que dans ce cas, la ruine peut provenir, soit de la section terminale côté e_1 , soit du flambement déversement dans le corps de la barre. Il en résulte qu'il y a deux valeurs de la contrainte de ruine qu'il faut comparer, la plus faible étant seule à retenir. On a donné en annexe VII, les deux équations correspondantes.

Équation (31) pour le premier cas de ruine; équation (32) pour le deuxième cas de ruine.

On prend pour n'_e les mêmes valeurs que dans la série d'essais A et $\beta = 0,5$ (voir annexe VI).

Dans le tableau qui suit, il n'est retenu que les cas où l'équation (32) est déterminante, de façon à ne pas fausser les résultats d'ensemble, par l'intervention du phénomène correspondant à l'équation (31) qui est différent de celui qui fait l'objet de la présente étude.

Erreur moyenne: — 2,5 %.

Essais pour lesquels l'équation (31) est déterminante. Pour tous les essais de la série B, autres que ceux figurant au tableau IV, c'est l'équation (31) qui est déterminante.

Les contraintes probables de ruine correspondantes ont été calculées avec les mêmes valeurs de n'_e que dans le cas précédent, et avec :

$$\Phi = 1,065 \text{ pour les D I E}$$

$$\Phi = 1,17 \text{ pour les I P N}$$

Ainsi qu'il fallait s'y attendre, (voir annexe VII), l'évolution élasto-plastique correspondant à la contrainte de comparaison :

$$n_\alpha = (n'_e - n) \Phi + n$$

a été dépassée dans la plupart des essais. Mais pour les raisons exposées en annexe, on peut estimer cependant que la contrainte n_α doit être prise comme critère de mise hors-service.

Une remarque qui vient confirmer cette conclusion, c'est que l'évolution de la phase élasto-plastique est au moment de la ruine d'autant moins avancée que l'élanement est grand, et la ruine se produit à des périodes extrêmement variables de cette évolution. Mais elle ne se produit jamais en dessous de l'évolution limitée par n_α .

D'ailleurs, en prenant n_α comme base, l'erreur moyenne ne ressort qu'à — 5 %, sur dix-huit essais.

b) Contrainte limite d'affaissement n_α .

L'application des deux conditions (34) et (35) données en annexe, montre que dans tous les cas n_α est inférieure à la contrainte d'affaissement ou de ruine expérimentale.

C. Troisième série d'essais (fig. 7)

Excentricités égales et de signes contraires $e_2/e_1 = -1$.

TABLEAU IV

	m'	0,5			1			3		
		ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %
DIE 20	100	14,9	14,55	— 2,5						
DIE 10	130	11,9	10,6	— 11	11,6	10,3	— 11	5,03	5,72	+ 13
	175	5,49	6,08	+ 11	»	»	»			
IPN 22	80	19,7	19,7	0						
	100	16,7	16,3	— 2	13,9	15,1	+ 8,5			
	130	»	»	»	11,4	10,5	— 8			
	175	6,67	6,15	— 8	6,6	6,08	— 7,5	6,86	6	— 12,5

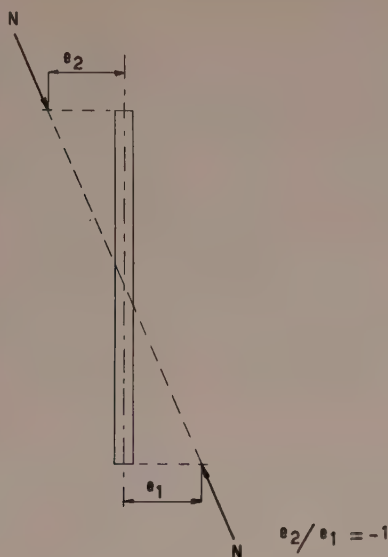


FIG. 7.

Essais effectués sur les mêmes types de poutrelles, avec les mêmes valeurs de m' .

a) Contrainte probable d'affaissement.

Les équations applicables sont les mêmes que dans la série B. Toutefois, dans (32), on prendra $\beta = 0,4$. Le tableau suivant donne les cas où (32) est déterminante.

Erreur moyenne — 5,15 %.

On peut remarquer que les valeurs calculées diffèrent très peu de celles du tableau IV, ce qui est normal, car dans les grands élancements, le flambement est prépondérant.

Essais pour lesquels l'équation (31) est déterminante.

Il est bien évident que cette équation donne ici les mêmes résultats que dans la série B. Cependant, les résultats d'essais sont en général un peu inférieurs à ceux de ladite série. Ceci provient de ce que la tendance

au flambement latéral étant moins grande que dans le cas précédent, l'évolution élastoplastique dans les sections terminales, est en général plus avancée quand elle provoque la ruine.

Cependant, la différence reste dans l'ensemble assez faible, et pour les raisons exposées précédemment, il n'y a pas lieu de modifier la contrainte de comparaison n_α .

b) Contrainte limite d'affaissement.

Comme dans les deux séries d'essais qui précèdent, on peut vérifier que n_α est dans tous les cas inférieure à la contrainte d'affaissement expérimentale.

4^e Conclusions de la confrontation expérimentale.

Malgré les soins extraordinaires apportés à la réalisation des essais, on n'en constate pas moins une dispersion importante dans leurs résultats. Ceci montre une fois de plus que le problème du flambement, et en général tous les problèmes d'instabilité, ne peuvent être résolus rationnellement sans l'intervention de la statistique mathématique.

La méthode Dutheil n'a encore été mise en défaut par aucun des essais connus; elle ne l'est pas davantage par ces nouveaux essais.

La concordance expérimentale de la contrainte probable d'affaissement, peut être considérée comme très bonne.

La validité de la contrainte limite d'affaissement servant de base à la sécurité, est totalement vérifiée et c'est sans doute le plus important, on aurait pu se contenter de cette seule vérification.

II. PRISE EN COMPTE DES EFFETS DE L'ADAPTATION DE PLASTICITÉ

1^o Énoncé de l'objection.

Après avoir indiqué ([3], p. 201) que d'une façon générale les méthodes basées sur la prise en compte des imperfections inévitables ne prennent pas en considération la réserve de résistance plastique qui subsiste dans la barre au moment où la contrainte élastique maximum atteint la limite d'élasticité, on trouve les apprécia-

TABEAU V

	m'	0,5			1			3		
		ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %
DIE 20	100	14,1	15	+ 6,5						
DIE 10	130	»	»	»	11,4	10,5	— 8			
	175				6,53	6,05	— 7,5	6,42	5,85	— 9
IPN 22	100	17,1	16,5	— 3,5						
	130	11,4	10,6	— 7						
	175				6,6	6,1	— 7,5			

tions suivantes (p. 202 et 203), concernant plus particulièrement la méthode Dutheil :

« A vrai dire, Dutheil a proposé de majorer artificiellement la limite d'élasticité du matériau, pour tenir compte de la réserve de résistance plastique dont on vient de parler, mais la correction proposée par lui ne paraît pas suffisamment précise. »

« Les charges ultimes des colonnes élastiquement encastrees à leurs extrémités (essayées par Fisher-Bijlaard et Winter) sont largement supérieures à celles correspondant à la condition $\sigma_{\max} = R_e$. L'écart peut atteindre presque 100 % pour de grandes valeurs de l'excentricité ($m = 2$). Même en relevant la limite élastique de 15 % pour tenir compte du début de la phase plastique comme le propose Dutheil, l'écart reste considérable. »

2° Considérations préliminaires sur la prise en compte de l'adaptation de plasticité par la méthode Dutheil.

Il ne faut pas perdre de vue que, d'une façon générale, lorsqu'on parle d'adaptation de plasticité, il est nécessaire de distinguer deux classes de système :

a) Systèmes isostatiques :

La poutre droite bi-articulée constitue le plus simple des systèmes isostatiques. Quelles que soient les sollicitations qui lui sont appliquées, l'adaptation de plasticité ne joue que dans la section, entre les fibres dont certaines sont plastifiées et les autres à l'état élastique. Cette adaptation ne produit ses effets, favorables à la stabilité d'ailleurs, que si certaines circonstances ne viennent pas provoquer prématurément la ruine, comme par exemple le voilement ou le flambement local, ou le déversement.

Compte tenu de ces réserves, on peut chercher à exploiter les effets favorables de l'adaptation dans la section, en fonction du diagramme contrainte/déformation du matériau et de la déformation réelle comme l'a fait Chwalla [5]. Mais il y a unanimité pour estimer une telle méthode impraticable.

Cependant j'ai donné une solution simple à ce problème dans le cas de l'acier Adx, au moyen d'une poutre fictive et d'une contrainte de comparaison (voir annexe I).

Il est particulièrement intéressant de confronter cette méthode avec les essais de Kollbrunner, portant sur des barres d'acier Adx à section rectangulaire, soumises à une compression excentrée dans le plan de leur plus petit moment d'inertie, car une confrontation de la théorie de Chwalla avec ces essais, a été faite [6].

Dans le cas des essais de Kollbrunner, il n'y a ni voilement local, ni déversement à craindre, le phénomène d'adaptation dans la section joue à l'état pur. C'est donc par ma méthode, l'équation (10) (voir annexe I) qui détermine la contrainte probable d'affaiblissement compte tenu de l'adaptation de plasticité, soit :

$$n \left(k + \frac{m}{\Phi} k_f \right) = n'_e \quad (10)$$

$$\text{avec : } k = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,083} \quad k_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,083} \quad \mu = \frac{n_e}{n}$$

n_e : contrainte critique d'Euler dans le plan du moment d'inertie minimum

$\Phi = \frac{M_s}{W}$, rapport du moment statique au module de flexion dans ce même plan.

Le coefficient Φ est variable avec la forme de section, pour une section rectangulaire $\Phi = 1,5$.

n'_e : valeur moyenne de la limite apparente d'élasticité, égale à 28,5 kg/mm², suivant les indications de Kollbrunner.

Le tableau VI qui suit donne la comparaison entre les résultats obtenus par l'équation (10) et les résultats d'essais.

Quand il y a deux essais pour un même échantillon, on a reporté dans le tableau la valeur moyenne.

Comme je l'ai déjà exposé, les valeurs calculées sont des contraintes probables d'affaiblissement, étant donné qu'il n'y a qu'un ou deux essais par échantillon ; la valeur moyenne de l'erreur est plus significative que les erreurs maxima. Cette valeur moyenne ressort à + 0,64 %.

On voit que la concordance avec l'expérience est remarquable. Elle est plutôt meilleure qu'avec les résultats de Chwalla.

On peut remarquer l'extrême simplicité de l'équation (10).

Cependant, on peut se demander si dans le cas de profilés présentant des contraintes internes, comme les poutrelles par exemple, le phénomène d'adaptation de plasticité ne serait pas troublé au point de rendre impossible toute concordance avec la théorie de Chwalla ou la mienne.

Me référant aux essais de Ros effectués à Zurich en 1926, concernant le flambement excentré de poutrelles IPN 22 et 32, excentricités égales et de mêmes signes, dans le plan du moment d'inertie minimum, je donne

TABLEAU VI

m'	0,25			1			3			6		
	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %	ESSAIS	CALCUL	ERREUR %
40	22,8	23,2	+ 1,5	16,4	15,9	- 3	9,2	8,92	- 3	5,6	5,45	- 2,5
60	20,4	21,3	+ 4,5	14	14,4	+ 2,5	8,2	8,25	0	5	5,15	+ 3
80	18	18,3	+ 1,5	12	12,5	+ 4	7,2	7,5	+ 4	4,8	4,8	0
100	14,6	14,2	- 2,5	10,2	10,5	+ 3	6,4	6,6	+ 3	4,4	4,42	0
150							4,4	4,65	+ 5,5			
200	4,9	4,57	- 7	4,4	4,12	- 6,5	3,3	3,3	0	2,48	2,6	+ 5,5

TABLEAU VII

γ	1			3		
	ESSAIS	CALCULS	ERREURS %	ESSAIS	CALCULS	ERREUR %
28	17,5	16,7	— 4,5	9,9	9,75	— 1,5
45	16,2	15,65	— 3,5	9,2	9,2	0
65	13	14,15	+ 8,5	7,5	7,9	+ 5
82	12	12,55	+ 4,5	7	7,75	+ 11,5
100	11,7	10,8	— 7,5	7,2	6,95	— 3,5
120	8	8,9	+ 11,5	5,4	6,1	+ 13
160	6,3	6,05	— 4	4,2	4,55	+ 8,5

dans le tableau VII ci-dessus, la comparaison entre les résultats de ces essais et ceux de l'équation (10).

Ici on a $n'_e = 26,7$ $E = 21\ 500$

et pour une poutrelle IPN fléchissant dans le plan de son moment d'inertie minimum, on a

$$\Phi = 1,8.$$

On constate que la concordance est encore très satisfaisante. Le seul effet des contraintes internes est d'augmenter légèrement la dispersion. L'erreur moyenne ressort à + 2,7 %.

Notons enfin que pour tous les essais figurant dans les tableaux VI et VII, il a été vérifié la condition :

$$n \left(k + \frac{m}{\Psi} k_f \right) + \frac{n'_e}{\Psi} k_o < 24 \text{ kg/mm}^2.$$

(équation (20) annexes, dont on a multiplié les deux membres par $\left(\sigma = \frac{n_e}{R} \right)$, ce qui donne la certitude que n_e est dans tous les cas inférieure à la valeur expérimentale, ce qui confirme la sécurité.

b) Systèmes hyperstatiques.

Quand il s'agit d'une poutre hyperstatique, avec l'adaptation dans la section, se cumule l'adaptation entre sections, qui vient modifier le diagramme élastique des moments, dont les pointes tendent à s'égaliser.

Ce phénomène est bien connu, quand il s'agit de poutres simplement fléchies. La méthode par adaptation contrôlée [7], permet de prendre en compte la réserve de résistance provenant du double phénomène d'adaptation, en éliminant tout danger de rupture par excès d'allongement dans les systèmes plusieurs fois indéterminés, ainsi que les trop grandes déformations en service.

La méthode par adaptation contrôlée est à la base des règles forfaitaires pour le calcul des poutres hyperstatiques du Règlement Français (CM. 56). Elle offre la particularité de ne nécessiter que des calculs courants en élasticité, et sa concordance est très bonne avec la théorie mathématique de Colonnetti dont le maniement est trop laborieux pour les bureaux d'études.

Quand la poutre hyperstatique est à la fois fléchi et comprimée, l'adaptation dans la section suit la même loi que dans la poutre isostatique, et reste limitée par l'instabilité d'équilibre entre les moments internes et externes dans la section dangereuse, cette limitation étant d'autant plus sévère que la compression est relativement grande. C'est bien ce qu'exprime les expressions (3) et (21) des contraintes de comparaison correspondantes.

Quant à l'adaptation entre sections elle joue suivant un processus analogue à celui bien connu des poutres simplement fléchies, mais sans pouvoir jamais aller jusqu'à l'égalisation, toujours pour la même raison d'instabilité d'équilibre, et la limitation est encore d'autant plus sévère que la compression est relativement importante.

Cependant, ses effets sont loin d'être négligeables. Il est intéressant d'analyser sur un exemple le mécanisme de cette adaptation.

Considérons, figure 8, une poutre AB encastree élastiquement à ses deux extrémités et soumise à une compression excentrée.

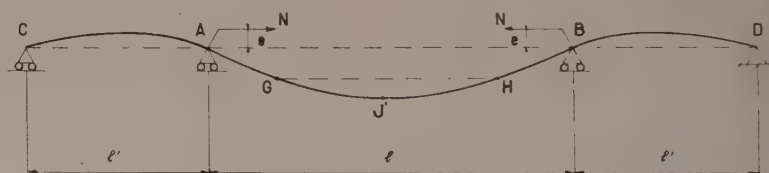


FIG. 8.

Supposons un certain rapport entre la raideur des encastres et celle de la poutre, tel que lorsqu'en J section médiane on arrive à une contrainte égale à la limite élastique, la courbe élastique de la poutre présente deux points d'inflexion G et H.

A partir de cette situation, toute augmentation de la compression N, produit en J un dépassement de la limite élastique, la partie médiane de la poutre entre en phase élastoplastique. On sait que du point de vue de la déformation, on peut considérer que tout se passe comme si dans cette région médiane, il y avait une certaine réduction de la raideur. Cette réduction de raideur provoque un rapprochement des points d'inflexion, donc une majoration des moments en A et B, au profit du moment J qui augmente moins rapidement. Il en résulte évidemment un retard à l'affaissement, qui est bien plus considérable que celui qui proviendrait uniquement de l'adaptation dans la section.

Autrement dit, le rapport entre la charge provoquant le premier dépassement de la limite élastique, et la charge d'affaissement, est plus grand dans le cas de la poutre AB encastree élastiquement, que dans le cas de la poutre AB bi-articulée.

C'est bien ce qui résulte des essais sur des poutres encastrees élastiquement effectués par Bijlaard, Fisher et Winter [4], comparés aux essais de Kollbrunner et de Ros, effectués sur poutres bi-articulées.

Dans le cas des poutres hyperstatiques, les contraintes de comparaison à considérer, devraient donc faire intervenir non seulement un coefficient d'adaptation dans la section, mais aussi un coefficient d'adaptation entre sections, elles pourraient être par exemple de la forme :

$$\begin{aligned} n'_\alpha &= (n'_e - n)p'\Phi + n \\ n'_e &= (n_e - n)p\Upsilon + n. \end{aligned}$$

Les valeurs de p et p' dépendent évidemment des conditions du problème : degré d'intermination, nature des sollicitations. On ne peut fixer leur valeur a priori, comme celle de Φ et Υ qui ne dépendent que de la forme de la section.

3° Réponses aux objections de MM. Campus et Massonnet.

La contrainte de comparaison n_α n'a jamais concerné que les poutres isostatiques. Elle est la base, contrairement à ce qui est dit dans l'énoncé des objections, d'une méthode extrêmement précise; la confrontation expérimentale qui précède en constitue la confirmation la plus valable.

D'ailleurs, les auteurs, malgré leurs critiques, ont finalement adopté notre contrainte de comparaison n_α , dans l'une des formules d'interaction qu'ils ont proposées.

Il s'agit de la formule (a) [3], p. 231). Cette formule s'écrit en effet dans leur notation :

$$\frac{P}{\Omega} + \frac{M_{\max}}{k \frac{I}{v}} = R_e.$$

Dans laquelle k est l'équivalent de notre coefficient Φ .

En posant : $\frac{P}{\Omega} = n$ contrainte de compression.

$\frac{M_{\max}}{\frac{I}{v}} = n_f$ contrainte de flexion.

$R_e = n'_e$ limite apparente d'élasticité à 0,2 %.

La formule ci-dessus s'écrit :

$$n + \frac{n_f}{\Phi} = n'_e$$

équivalente à :

$$n + n_f = (n'_e - n)\Phi + n = n_\alpha.$$

Quant à l'objection concernant un écart qui serait considérable entre notre méthode et les essais de Biglaard, Fisher et Winter, elle résulte évidemment d'une double confusion. Il ressort suffisamment en effet des exposés qui précèdent que :

1° Je n'ai jamais proposé une majoration forfaitaire de la limite élastique de 15 % pour tenir compte de l'adaptation de plasticité.

2° Les auteurs n'ont pas distingué les systèmes hyperstatiques des systèmes isostatiques, alors que c'est absolument nécessaire. Je n'ai jamais proposé une correction quelconque pour les systèmes hyperstatiques.

Il est indubitable, d'après les essais de Kollbrunner et de Ros, que dans une barre bi-articulée, le rapport entre la charge ultime et la charge correspondant à une contrainte maximum égale à la limite apparente d'élasticité à 0,2 %, ne peut jamais atteindre 2, ce qui correspondrait à un écart de 100 %. Il n'approcherait même pas de ce chiffre pour une excentricité infiniment grande.

D'ailleurs, si dans les essais de poutres encastrees élastiquement, on parle d'un écart de cet ordre, il n'apparaît pas d'ailleurs que le point de départ soit la limite apparente d'élasticité à 0,2 %, mais plutôt le premier écroulement local.

Or, dans les poutrelles, un fluage local peut se produire pour une contrainte notablement inférieure à la limite apparente d'élasticité à 0,2 %, ce qui n'a d'ailleurs qu'une importance négligeable quant au résultat final, et n'est en aucune façon en contradiction avec notre théorie.

III. COMPLEXITÉ DES FORMULES

1° Énoncé de l'objection.

« La théorie aboutit à des formules relativement complexes, de sorte qu'il est nécessaire de construire des abaques destinés à faciliter son application pratique. » ([3] p. 201).

La théorie dont il est question est la théorie par divergence, en général, englobant toutes les méthodes prenant en compte les imperfections inévitables.

2° Réponse.

La condition pratique de vérification au flambement-déversement de ma théorie simplifiée, s'écrit :

$$n[k + \beta m'k'k_d] + n_0k_0 \leq R$$

dont les termes sont définis en annexe.

L'application de cette formule est simple et ne nécessite nullement un abaque.

Il est d'ailleurs visible que la formule 4 — 5 — 8, p. 252 [3] qui correspond à la vérification pratique préconisée par MM. Campus et Massonnet, peut se mettre sous une forme tout à fait analogue. Il y a cependant en moins le terme n_0k_0 . Mais ce terme se calcule très facilement en même temps que k et la complication qui en résulte est infime.

Elle apparaît comme extrêmement payante quand on considère l'économie de matière qui lui correspond.

La simplification des formules n'est valable qu'autant qu'elle résulte d'un compromis acceptable entre l'économie des frais d'études et l'économie de matière.

III. — DISCUSSION SUR LES FORMULES D'INTERACTION PROPOSÉES PAR MM. CAMPUS ET MASSONNET

I. FORMULES PROPOSÉES

Les deux formules d'interaction proposées en premier lieu, s'écrivent ([3] p. 232) :

Formule A :

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M}{M_o} = 1 \quad (A)$$

dans laquelle :

P est la charge axiale appliquée

M le moment de flexion appliqué

$P_o = \Omega n_e$

$M_o = k \frac{I}{V} n_e$

Ω la surface de section

I/V le module de flexion

k le coefficient d'adaptation de plasticité

n_e la limite conventionnelle d'élasticité en compression simple (en Belgique, $n_e = 25 \text{ kg/mm}^2$ pour l'acier Adx).

Formule B :

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M \text{ équ.}}{M_o \left(1 - \frac{P}{P_E}\right)} = 1 \quad (B)$$

dans laquelle :

P est la charge axiale appliquée

$M \text{ équ.}$ le moment équivalent au moment appliqué, donné par :

$$M \text{ équ.} = \sqrt{0,3 (M_1^2 + M_2^2) + 0,4 M_1 M_2}$$

M_1 et M_2 les moments appliqués respectivement à chacune des extrémités de la barre (pris avec leur signe)

M_o le moment critique de déversement de la barre en flexion pure

P_o la charge critique de la barre en flambement simple, pour les auteurs :

$$P_o = \frac{\pi^2 E_t i}{l^2}$$

E_t le module tangent

i le moment d'inertie minimum

P_E la charge critique d'Euler dans le plan de sollicitation :

$$P_E = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$$

I le moment d'inertie maximum.

La formule (A) détermine la charge de ruine par déformation plastique excessive d'une extrémité.

La formule (B) détermine la charge de ruine, soit par flambement dans le plan de l'âme, soit par flambement latéral par flexion-torsion.

On considère comme charge de ruine à retenir, la moins élevée des deux charges données par (A) et (B).

La confrontation expérimentale des résultats donnés par le couple de formules (A) et (B), se fait sur un diagramme cartésien, sur lequel la droite rencontrant les axes de coordonnées à + 1 représente les deux formules. Ces points expérimentaux sont représentés sur ce diagramme, en fonction de celle des deux formules qui est déterminante. Un tel diagramme est donné par la figure 9 (reproduction fig. 4-5-5 [3]).

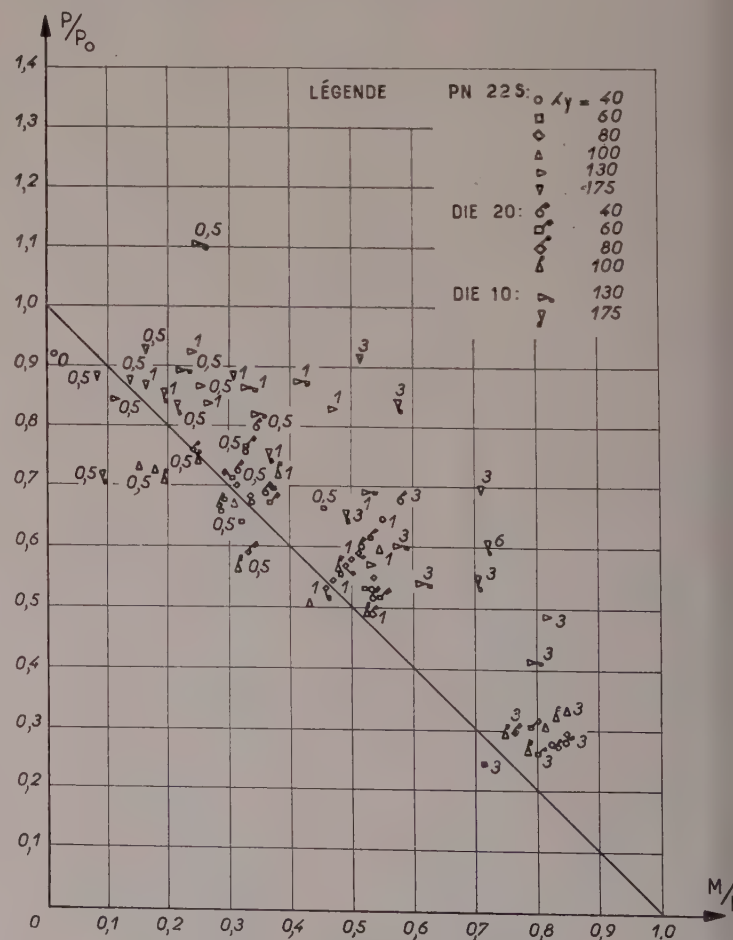


FIG. 9
(Fig. 4-5-5 [3]).

On constate que sur 90 points d'essais

16 se situent en-dessous de la droite
74 se situent au-dessus de la droite

Le couple de formules (A) et (B) donne donc une valeur de la charge de ruine inférieure à la charge de ruine expérimentale soixante-quatorze fois sur quatre-vingt-dix. Dans seize cas sur quatre-vingt-dix, la charge de ruine est surestimée.

On remarque une dispersion assez grande des points d'essais. Pour quelques-uns notamment, la somme des coordonnées atteint 1,4, alors que pour la concordance, il faudrait que cette somme soit égale à 1.

On remarque que cette dispersion serait notablement diminuée, particulièrement pour les D I E 20 et 10, en supprimant dans la formule (B) le coefficient d'amplification du moment :

$$\frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}}$$

donc en employant au lieu et place de (B) la formule (C) :

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M_{\text{équ.}}}{M_o} = 1 \quad (C)$$

mais le nombre de points d'essais se situant en dessous de la droite augmente, de sorte que finalement la formule (C) est abandonnée.

On conserve les formules (A) et (B), mais en posant dans (A) $k = 1$, c'est-à-dire en négligeant l'adaptation de plasticité.

Du fait de cette modification de la formule (A), le nombre de points situés en dessous de la droite diminue, de sorte que finalement sur quatre-vingt-dix points d'essais, soixante-dix-neuf se trouvent au-dessus et onze en dessous.

Le problème de la détermination de la charge de ruine étant ainsi considéré comme résolu, on aborde celui de la détermination de la charge de service (ou charge limite admissible).

On propose la formule (4-5-8 p. 252 [3])

$$P_{\text{service}} = \frac{R\Omega}{\frac{1}{\varphi} + \frac{m \frac{e_{\text{équ.}}}{e_1}}{\alpha \left(1 - \frac{P_{\text{ruine}}}{P_E}\right)}} \quad (B')$$

φ est le coefficient de réduction pour flambement de l'IBN. (Institut Belge de Normalisation)

R la contrainte admissible en compression simple.

$e_{\text{équ.}}$ l'excentricité équivalente donnée par :

$$e_{\text{équ.}} = \sqrt{0,3 (e_1^2 + e_2^2) + 0,4 e_1 e_2}$$

e_1 et e_2 étant les excentricités correspondant à chacune des sections terminales, de sorte que :

$$\frac{e_{\text{équ.}}}{e_1} = \sqrt{0,3 \left(1 + \left(\frac{e_2}{e_1}\right)^2\right) + 0,4 \frac{e_2}{e_1}}$$

m le rapport de l'excentricité e_1 au rayon du noyau central.

Pour étudier la sécurité réelle donnée par la charge de service ainsi calculée, on détermine, pour chaque essai, le rapport :

$$S = \frac{P_{\text{ruine}}}{P_{\text{service}}}$$

P (ruine) étant ici la charge de ruine expérimentale.

Des tableaux donnent les valeurs de S pour les quatre-vingt-dix essais, ce qui permet de constater que S varie de 1,78 à 4,93.

* *

On peut remarquer que les propositions de MM. Campus et Massonnet, comprennent en fait deux groupes de formules.

1^o Groupe de formules déterminant la charge de ruine :

Ce sont les formules (A) et (B) (avec $k = 1$ dans la formule A).

Pour apprécier correctement la valeur de ces formules, il est entendu qu'on doit prendre pour n_e , non pas la valeur conventionnelle 25 kg/mm², mais la limite apparente d'élasticité à 0,2 % découlant des diagrammes compression/déformation des semelles.

2^o Groupe de formules déterminant la charge limite admissible (ou de service) :

Ce sont les formules (A') et (B').

La formule (A') quoique n'étant pas proposée explicitement par les auteurs, est cependant nécessaire. Elle s'écrit comme la formule (A), mais les références P_o et M_o sont modifiées :

$$P_o = \Omega R \quad M_o = R \frac{I}{V}$$

R étant la contrainte admissible en compression simple.

Quant à la formule (B'), elle peut s'écrire sous la forme qui lui a été donnée plus haut, en explicitant P_{service} , étant entendu que dans l'expression d'amplification du moment, on a $P_{\text{ruine}} = P_{\text{service}} \times \sigma$, σ étant le coefficient de sécurité $\sigma = \frac{n_e}{R}$.

Elle peut encore s'écrire sous la forme d'une formule d'interaction analogue à (B), soit :

$$\frac{P'}{P_o} + \frac{M'_{\text{équ.}}}{M_o \left(1 - \frac{P'\sigma}{P_E}\right)} = 1 \quad (B')$$

mais avec :

$P_o = \varphi R \Omega$ au lieu et place de la charge critique de module tangent

$$M_o = \alpha R \frac{I}{V} \quad \text{au lieu de} \quad \alpha n_e \frac{I}{V}$$

Dans la discussion qui va suivre, nous examinerons successivement chacun des deux groupes de formules.

II. DISCUSSION SUR LE PREMIER GROUPE DE FORMULES

(détermination de la charge de ruine)

1 Formule A.

Dans sa forme, cette formule est correcte car le phénomène qu'elle représente suit théoriquement une loi linéaire. C'est la cause évidente de la modération de la dispersion.

Cette dispersion provient de deux causes : d'abord de la variation possible de la valeur de la limite élastique moyenne dans les semelles d'un échantillon à un autre, ensuite d'une évolution élasto-plastique variable avant ruine.

La confrontation expérimentale a été faite d'abord avec $k = 1,17$. Nous avons fait déjà remarquer que si l'on prend en compte l'adaptation de plasticité comme MM. Campus et Massonnet l'ont envisagé par la formule (a) (p. 231 [3]), on admet par cela même la validité de notre contrainte de comparaison,

$$n_x = (n_e - n) \Phi + n$$

mais en prenant k , ou Φ égal à 1,17 pour tous les échantillons, on commet une erreur, car pour les DIE, la valeur de Φ ne ressort qu'à 1,065. C'est pour cette raison que dans l'étude séparée des cas où la formule (A) est déterminante, on constate que ladite formule ne se place en sécurité que dans vingt-trois essais sur vingt-huit. Or, à l'examen, on constate que les cinq essais faisant ressortir une charge de ruine plus faible que la formule (A) proviennent tous des DIE.

On comprend mal d'ailleurs pourquoi les auteurs cherchent absolument à démontrer que la formule (A) place en sécurité. Ils'agit en effet de la vérification d'une concordance expérimentale, et cette concordance est d'autant meilleure que la droite représentant la formule (A) est plus voisine de la ligne moyenne des points d'essais.

Ma méthode conduit à prendre la formule (A) avec $\Phi = 1,17$ pour les IPN, et 1,065 pour les DIE, et pour n_e la limite apparente d'élasticité à 0,2 % prise sur les diagrammes compression/déformation des semelles, soit $n_e = 23,9$ pour les DIE 20 et $n_e = 28$ pour les IPN.

Il est visible que la concordance obtenue est alors satisfaisante, en tous cas bien meilleure qu'en prenant $\Phi = 1,17$ et $n_e = 23$ et 27, comme le font arbitrairement MM. Campus et Massonnet.

En prenant ensuite $\Phi = 1$ partout pour se placer en sécurité, ils accentuent encore l'écart constaté entre la formule et l'expérience.

2^o Formule B.

Dans tout problème d'instabilité, il est fondamental, pour juger de la valeur d'une formule, d'examiner si elle s'identifie dans certaines conditions, avec les formules classiques établies dans l'hypothèse d'une pièce idéalement parfaite et indéfiniment élastique et résistante.

Cette concordance existe avec la méthode Dutheil, car en faisant tendre vers zéro les termes d'interprétation des imperfections, et en supposant le matériau indé-

finiment élastique, on retrouve d'une part la formule d'Euler s'il s'agit de flambement simple, et d'autre part, les formules de Timoshenko s'il s'agit de déversement.

La formule (B) ne prenant pas en compte les imperfections, dans l'hypothèse d'un matériau indéfiniment élastique et résistant, elle conserve sa forme, étant entendu qu'alors :

P_0 est la charge critique d'Euler dans le plan du moment d'inertie minimum, que nous désignerons par P'_E .

M_0 est l'expression du moment critique de déversement en flexion pure, s'appliquant aux pièces idéalement parfaites soumises à un moment constant qui, établie par Timoshenko, s'écrit :

$$M_0 = \pi \sqrt{BC} \sqrt{1 + \frac{\pi^2 d^2}{l^2}}$$

Compte tenu de ces définitions, la formule (B) s'écrit :

$$\frac{P}{P'_E} + \frac{M_{\text{éq.}}}{M_0 \left(1 - \frac{P}{P'_E}\right)} = 1. \quad (B_1)$$

Pour simplifier la discussion, plaçons-nous dans le cas fondamental du flambement excentré ($e_2/e_1 = +1$) pour lequel $M_{\text{éq.}} = M$. Tous les autres cas étudiés se ramènent à lui. Enfin, supposons pour le moment que l'influence du facteur d'amplification du moment soit négligeable. C'est pratiquement le cas pour les IPN 22, pour lesquels le rapport des moments d'inertie maximum/minimum, est d'environ 19, d'où il résulte que tant que $P < P'_E$ on a sensiblement :

$$1 - \frac{P}{P'_E} = 1.$$

La formule (B₁) s'écrit alors :

$$\frac{P}{P'_E} + \frac{M}{M_0} = 1 \quad (B'_1)$$

et correspond bien à une loi linéaire.

Mais dans le cas d'un moment constant combiné avec une charge axiale, le moment critique de déversement de Timoshenko, s'écrit :

$$M_{cr} = M_0 \sqrt{1 - \frac{P}{P'_E}} \quad ([9] \text{ p. } 105)$$

qui sous forme de formule d'interaction peut s'écrire :

$$\frac{P}{P'_E} + \left(\frac{M_0}{M}\right)^2 = 1 \quad (T)$$

On voit que la loi de variation correspondante n'est pas linéaire, mais parabolique.

Il doit en résulter nécessairement quelques différences avec la formule (B'₁). Pour apprécier l'erreur maximum commise en adoptant la formule (B'₁), on peut opérer comme suit : sur la figure 10, la droite BC représentant l'équation B'₁ dans cette représentation, la somme des coordonnées d'un point quelconque correspondant à la loi réelle, ne sera pas égale à 1, mais à :

$$S = \frac{P}{P'_E} + \sqrt{1 - \frac{P}{P'_E}}$$

on reconnaîtrait facilement que cette expression passe par un maximum pour :

$$\frac{P}{P'_E} = 0,75$$

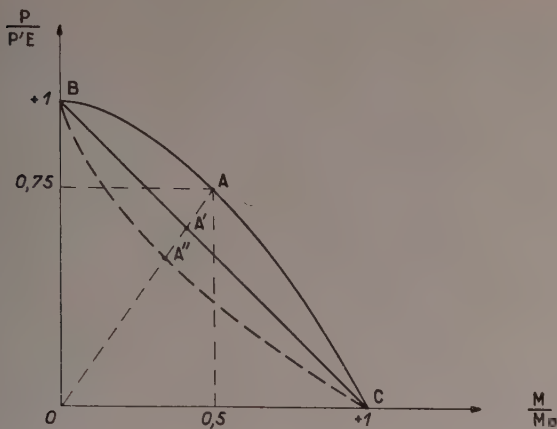


FIG. 10.

valeur pour laquelle $S = 1,25$.

Le point correspondant sur la courbe représentant la loi réelle est A.

Pour ramener le point A en A' sur la droite correspondant à (B₁), il suffit de réduire de 20 % les deux coordonnées du point A. Autrement dit, l'erreur commise en adoptant la formule B₁ est de 20 %.

Mais le coefficient d'amplification du moment

$$\frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}}$$

n'est pas négligeable pour les DIE, profils pour lesquels le rapport des moments d'inertie maximum/minimum, n'est que de 2,55 au lieu de 19 pour les IPN.

Dans le système de coordonnées de la figure 10, la formule (B₁) est alors représentée par une parabole (tracé pointillé sur la fig. 10), telle que la somme des coordonnées du point A'' est d'environ 0,9. La somme des coordonnées du point A doit alors être réduite de 1,25 à 0,9, ce qui correspond à une erreur de 28 %.

Il faut d'ailleurs noter que le coefficient d'amplification du moment :

$$\frac{1}{1 - \frac{P}{P_E}}$$

ne correspond qu'à une approximation insuffisante, une valeur plus approchée et classiquement connue, est :

$$\frac{1 + 0,273 \frac{P}{P_E}}{1 - \frac{P}{P_E}}$$

valeur notablement supérieure qui conduirait en rectifiant, à une erreur largement supérieure à 30 %.

De cette première discussion, on peut conclure que la formule (B₁) ne représente pas le phénomène du flambement, déversement étudié, avec une approximation suffisante, d'où il résulte que la formule (B) est elle-même discutable dans son principe.

Il convient maintenant d'examiner quelle précision peut donner cette formule (B) dans les hypothèses ad-

mises par les auteurs. La barre est toujours supposée idéalement parfaite, mais le matériau est soumis à un diagramme compression/déformation, qui suivant l'échantillon considéré, a l'allure des figures 1, 2 et 3. On a parfaitement le droit de faire une telle hypothèse, le problème réside dans son interprétation. La différence entre la formule (B) et la formule (B₁) porte sur les points suivants :

a) Le dénominateur du premier terme ne peut plus être égal à P/E charge critique d'Euler, puisque le matériau n'est plus indéfiniment élastique et résistant. Les auteurs lui substituent la charge critique dite d'Engesser-Shanley, qui n'est autre que la charge critique bien connue de module tangent. Mais nous avons montré [10] que la charge critique de module tangent ne correspond à la limite de l'équilibre rectiligne stable, que dans l'hypothèse exceptionnelle d'un matériau à déformations parfaitement réversibles, ce qui rend contestable la théorie de Shanley pour les matériaux usuels et notamment pour l'acier.

b) Au dénominateur du second membre, M_0 n'a plus pour expression le moment critique théorique en flexion pure de Timoshenko, mais s'écrit :

$$M_0 = \alpha n_e \frac{I}{V}$$

α étant un coefficient tiré de l'étude de De Vries, il serait facile de montrer que la valeur de α adoptée par les auteurs [3] (p. 234) correspond non pas à la flexion pure, mais à une charge uniformément répartie, et que de plus, ce coefficient α correspond non pas à une barre idéalement parfaite, mais à une barre réelle pour laquelle les imperfections inévitables ont été prises en compte.

Quoi qu'il en soit, en substituant les contraintes aux charges, ce qui est plus commode, et avec notre notation, on reconnaîtrait facilement que la formule (B) peut s'écrire sous la forme :

$$n \frac{n_e}{n_t} + \frac{n_t \beta}{\alpha} \frac{n_e}{n_e - n} = n_e \quad (B_2)$$

dans laquelle :

n est la contrainte de compression simple : $n = \frac{P}{\Omega}$.

n_e la limite conventionnelle d'élasticité que les auteurs prennent égale à 25 kg/mm².

n_t la contrainte critique de module tangent (dans le plan du moment d'inertie minimum).

n_f la contrainte de flexion provenant de l'excentricité.

β le coefficient de correction provenant de la considération de l'excentricité équivalente.

n_e la contrainte critique d'Euler dans le plan du moment d'inertie maximum.

On voit sous cette forme qu'il n'est plus question de charge critique de bifurcation d'équilibre, mais qu'il est admis que la ruine se produit quand la contrainte au bord de la section médiane, atteint une certaine valeur prise ici égale à n_e . C'est le principe même du flambement par divergence auquel on revient par la force des choses, après l'avoir rejeté.

Finalement, l'équation (B₂) est tout à fait analogue à notre équation (29) (annexe VII). Elle n'en diffère que par la valeur des coefficients qui majorent les contraintes de compression et de flexion n et n_f , et aussi par la valeur attribuée à n_e .

a) Coefficient de la contrainte de compression n (ou coefficient de flambement).

Pour une barre d'élanement donné et de limite élastique n_e connue, le coefficient de flambement :

$$\frac{n_e}{n_t}$$

est invariable.

Il y a là une anomalie, car il est suffisamment connu et vérifié que la flèche d'une barre soumise à une charge centrée, croît avec cette charge, et que par suite, la contrainte au bord de la section médiane est fonction de n . Quand il s'agit de flambement simple, il n'y a aucun inconvénient à considérer la valeur maximum du coefficient de flambement, car à la limite, c'est-à-dire à la ruine, il est valable. En flambement composé, il n'en est pas de même. L'application du coefficient maximum n'a pas grand inconvénient quand n est prépondérant, car on se rapproche du flambement centré. Il n'en a pas davantage quand n_t est prépondérante, car n étant faible, l'erreur commise n'est pas grande. L'erreur qui est nulle pour les phénomènes extrêmes, va en croissant quand on s'en écarte, et passe par un maximum pour un certain rapport entre n et n_t . On conçoit également que cette erreur maximum croisse d'une barre à l'autre, avec l'élanement, puisque le coefficient $\frac{n_e}{n_t}$ croît lui-même avec l'élanement (pour les grands élanements, la contrainte de module tangent n_e , se confond avec la contrainte d'Euler relative au moment d'inertie minimum).

b) Coefficients de la contrainte de compression n_t .

Nous avons déjà fait remarquer que le coefficient d'amplification employé :

$$\frac{n_e}{n_e - n}$$

est valable pour un moment à variation sinusoïdale, mais que pour un moment constant, la valeur la plus approchée est :

$$\frac{n_e + 0,273 n}{n_e - n}$$

valeur qui peut être notablement supérieure à la précédente dans les grands élanements, alors que n se rapproche de n_e .

Il est vrai que la formule (B) donnant des erreurs par défaut, l'emploi de la première expression tend à diminuer l'erreur provenant du coefficient de flambement. Cette compensation est plus sensible pour les DIE que pour les IPN, du fait que le rapport des moments d'inertie maximum/minimum étant beaucoup plus faible, le coefficient d'amplification intervient d'autant plus.

Mais jouer sur une compensation d'erreurs, c'est de l'empirisme pur, ceci d'autant plus que cette compensation dépend de la forme de section. On pourrait faire une remarque analogue en ce qui concerne le coefficient α . Le fait qu'il est surestimé, joue encore dans le sens d'une compensation de l'erreur provenant du coefficient de flambement.

c) Valeur attribuée à n_e .

Après avoir affirmé ([3] p. 167) que la seule base sûre pour l'analyse théorique du comportement des colonnes est le diagramme compression/allongement représentant

le comportement moyen d'une semelle, les auteurs prennent $n_e = 25 \text{ kg/mm}^2$ qui ne correspond à aucun des trois diagrammes déterminés.

Cette contrainte $n_e = 25 \text{ kg/mm}^2$ est purement conventionnelle, et il est bien évident que sa prise en compte dans une confrontation expérimentale, ne peut conduire à aucun résultat probant.

On retrouve ici ce même souci des auteurs que nous avons signalé à propos de la formule (A), d'arriver à une formule plaçant au maximum en sécurité, alors que le problème était de vérifier que la formule donnait le minimum d'écart avec l'expérience.

Signalons enfin que la formule (B) devrait s'appliquer au flambement composé, quand l'excentricité se trouve dans le plan du moment d'inertie minimum. Il suffit de faire $\alpha = 1$. Mais alors comment prend-on en compte l'adaptation de plasticité? Il faut s'attendre à des écarts importants par rapport aux essais de Kollbrunner sur section rectangulaire.

La conclusion de cette deuxième discussion, c'est que la formule (B) telle qu'elle est proposée, apparaît comme une formule purement empirique. Pour les raisons exposées, elle ne peut pas donner une concordance satisfaisante avec les essais, l'erreur maximum devant avoir lieu dans la région des grands élanements combinée avec une certaine valeur de l'excentricité.

3° Confrontation expérimentale.

La seule méthode probante pour vérifier ces conclusions, est la confrontation expérimentale.

Sur les diagrammes (4-5-3) p. 238 et (4-5-4) p. 239 [3], on constate que les points d'essais pour lesquels la somme des coordonnées est la plus élevée, correspondent à l'élanement maximum 175, avec l'excentricité maximum ($m = 3$). Mes conclusions se trouvent ainsi parfaitement vérifiées.

Quant à la valeur de l'erreur commise, il est difficile de la déterminer sur les diagrammes cités ci-dessus, car une simple réduction proportionnelle des coordonnées d'un point d'essai donné, négligerait l'influence du coefficient d'amplification. On pourrait admettre que l'approximation est cependant suffisante, si l'on se réfère à la valeur de base de la contrainte n_e , qui a servi à déterminer les coordonnées des points d'essais, au moins pour les IPN 220 pour lesquels le coefficient d'amplification joue peu. Mais si l'on se réfère à une autre valeur de n_e , il ne faut pas oublier que la variation du coefficient de flambement

$$\frac{n_e}{n_t}$$

modifie l'emplacement des points d'essais sur le diagramme.

Le mieux pour être fixé est d'opérer par calcul direct.

On trouvera ci-dessous les résultats obtenus par la formule (B), pour $\gamma = 175$ $m = 3$.

Les calculs sont faits avec

$$n_e = 27 \text{ pour les DIE 10}$$

$$\text{et } n_e = 28 \quad \text{« } \text{« } \text{IPN 22,}$$

soit les valeurs prises en compte dans les vérifications de nos formules.

TABLEAU VIII
 $\gamma = 175$ $m = 3$

e_1/e_2	+ 1			0			- 1		
	EXPÉRIENCE	CALCUL	ERREUR %	EXPÉRIENCE	CALCUL	ERREUR %	EXPÉRIENCE	CALCUL	ERREUR %
DIE 10	4,2	3,31	— 21	5,03	4,25	— 15,5	6,42	4,5	— 30
IPN 22	5,22	3,58	— 31	6,86	4,65	— 32			

Il convient de noter qu'en prenant $n_e = 25$, les erreurs apparaissant sur ce tableau seraient notablement augmentées.

Par exemple, avec $n_e = 25$ au lieu de 28 pour IPN 22, $e_2/e_1 = 0$, l'erreur passerait de — 32 % à — 38 %.

Il faut enfin remarquer que rien n'indique que les erreurs ainsi déterminées ne continueraient pas à s'accroître, à la fois avec l'élanement et avec l'excentricité.

Mais même en s'arrêtant à $\gamma = 175$ et $m = 3$, les erreurs obtenues suffisent pour conclure que la concordance expérimentale de la formule (B) est contestable.

III. DISCUSSION SUR LE DEUXIÈME GROUPE DE FORMULES

(Détermination de la charge limite admissible, ou charge de service)

1° Formule (A').

La formule (A') s'écrit :

$$\frac{P'}{P_o} + \frac{M'}{M_o} = 1 \quad (A')$$

P' et M' correspondant aux charges de service

$$P_o = \Omega R \quad M_o = R \frac{I}{V}$$

R est la contrainte admissible en compression simple

$$R = \frac{25}{1,72} = 14,5.$$

En multipliant numérateurs et dénominateurs par le coefficient de sécurité $\sigma = \frac{n_e}{R}$ on obtient la formule (A) modifiée ($k = 1$)

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M}{M_o} = 1 \quad (A)$$

avec $P_o = \Omega n_e \quad M_o = n_e \frac{I}{V}.$

Sur le diagramme de la figure 11, la formule (A) est représentée par la droite AB, et la formule (A') par la droite CD.

Il est clair que pour tout point d'essai situé en dessous de AB, la formule (A') ne placerait pas en sécurité.

C'est pour éviter cet inconvénient que les auteurs ont fait $k = 1$, car avec $k = 1,17$ on trouvait un certain nombre de points d'essais en dessous de AB dans les DIE 10 ([3] fig. 4-5-1, p. 236).

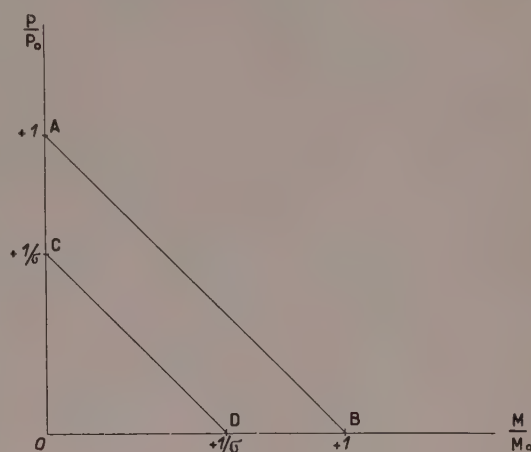


FIG. 11.

Cependant cette sécurité insuffisante était due à deux raisons :

a) La valeur $n_e = 25 \text{ kg/mm}^2$ est trop élevée; en France en se basant sur une étude statistique, on prend $n_e = 24$.

b) $k = 1,17$ était trop élevé pour les DIE, nous avons vu qu'il aurait fallu prendre 1,065. Avec la méthode Dutheil on prend :

$$M_o = n_e \Phi \frac{I}{V}.$$

dans la formule (A) avec $\Phi = 1,17$ pour les IPN et 1,065 pour les DIE.

et dans la formule (A') : $M_o = R \Psi \frac{I}{V}.$

avec $\Phi = 1,09$ pour les IPN et 1,03 pour les DIE, la sécurité est alors assurée dans tous les cas, et d'une façon plus homogène.

2° Formule (B').

On passe de la formule (B) à la formule (B') arbitrairement en introduisant φ coefficient de réduction pour flambement de l'IBN. Examinons quel est le résultat de cette substitution. Nous avons vu que mise sous forme d'une formule d'interaction, la formule (B') s'écrit :

$$\frac{P'}{P_o} + \frac{M'_{\text{éq.}}}{M_o \left(1 - \frac{\sigma P'}{P_e}\right)} = 1 \quad (B')$$

avec $P_o = \varphi R \Omega$
 $M_o = \alpha R \frac{I}{V}$ σ coefficient de sécurité = $\frac{n_e}{R}$

Multiplions numérateurs et dénominateurs des deux termes du premier membre par σ , on obtient :

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M_{\text{équ.}}}{M_o \left(1 - \frac{P}{P_o}\right)} = 1 \quad (B'')$$

avec $P_o = \varphi n_e \Omega$
 $M_o = \alpha n_e \frac{I}{V}$

La formule (B'') est représentée sur le diagramme de la figure 12 par la droite AB, et la formule (B') par la droite CD.

On voit ainsi que la charge limite admissible P' peut se déterminer en divisant par σ , la charge P déterminée par (B'').

Il est donc intéressant d'examiner comment se présentent les points d'essais par rapport à la droite AB représentant (B'').

Remarquons que la droite AB représente indifféremment la formule (B) ou la formule (B'') qui sont des formes identiques, mais les ordonnées des points d'essai sont modifiées suivant qu'on se place dans le premier système ou le second.

Dans le premier en effet, l'ordonnée d'un point quelconque correspondant à la charge de ruine P , se calcule

par : $\frac{P}{n_e \Omega}$

n_e contrainte critique de module tangent.

Dans le second, l'ordonnée relative au même essai, se calcule par :

$$\frac{P}{\varphi n_e \Omega}$$

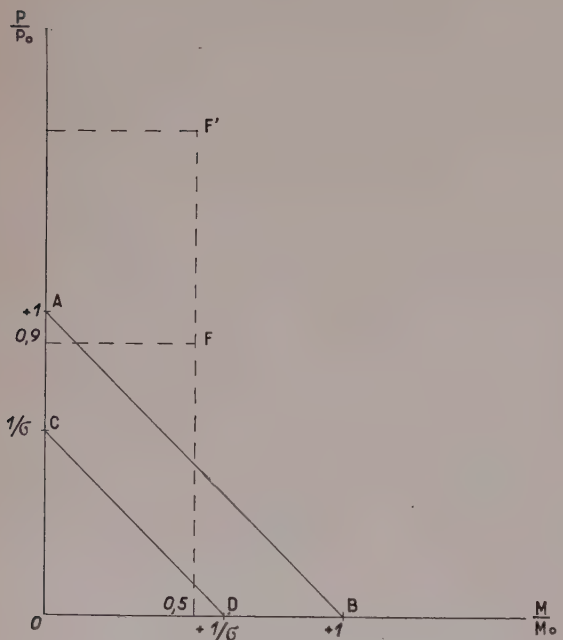


FIG. 12.

De sorte que pour passer du premier système au second, il suffira de multiplier les ordonnées de tous les points d'essai par le rapport :

$$\frac{n_i}{\varphi n_e}$$

Les abscisses sont invariables.

Or, la valeur de ce rapport peut varier de 1 à 2,08 dans la bande des élancements considérée, qui va de 0 à 175.

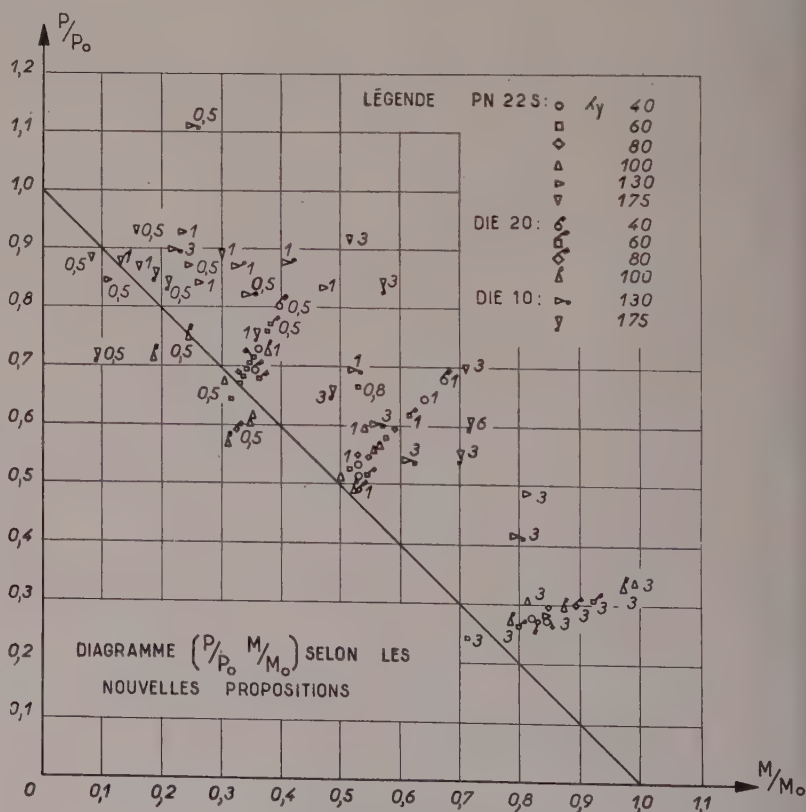
En effet, pour l'élancement 175

$$\frac{1}{\varphi} = 7,7 \quad n_i = n_e = 6,77 \quad n_e = 25$$

$$\frac{n_i}{\varphi n_e} = \frac{7,7 \times 6,77}{25} = 2,08.$$

Si donc nous prenons sur le diagramme récapitulatif de la figure 13 (reproduction fig. 4-5-10 [3]) qui est tracé dans le premier système, un point d'essai correspondant à l'élancement 175 que nous reportons en F sur la figure 12 avec ses coordonnées 0,9 et 0,5, dans le deuxième système, c'est-à-dire avec AB représentant (B''), il passe en F' de coordonnées 1,87 et 0,5.

L'importante dispersion ressortant du diagramme 4-5-10 précité, quand il s'agit de la formule (B), devient donc considérable quand on compare les essais à la formule (B''). Il faut donc par conséquent s'attendre à une variation non moins considérable du coefficient de sécurité provenant de l'application de la formule (B').


 FIG. 13
 (Fig. 4-5-10 [3]).

Cette importante variation est confirmée par les tableaux I et II [3] (p. 247 à 250) dans lesquels on relève des valeurs extrêmes allant de :

1,78 à 4,93.

Tous les points tels que F' sont situés au-dessus de la droite AB, la sécurité est donc assurée, mais il faut le reconnaître, à un prix très élevé.

Dans les mêmes tableaux I et II, on trouve l'indication des coefficients de sécurité obtenus par l'application des formules de l'I. B. N., les valeurs extrêmes sont, toutes choses égales

1,98 et 5,47.

L'amélioration provenant des formules proposées, n'est donc pas considérable. En effet, on remarque que :

$$\frac{4,93}{1,78} = \frac{5,47}{1,98} = 2,77.$$

Il n'y a donc pas grand progrès du côté de l'homogénéité de la sécurité.

Il est intéressant de comparer à ces résultats, ceux qu'on obtient en appliquant la méthode Dutheil. Pour que cette comparaison soit valable, nous nous placerons dans les mêmes conditions, savoir :

$$n_e = 25 \quad R = 14,5 \quad \sigma = 1,72.$$

Considérons par exemple la série d'essais sur I. P. N. 22, avec $e_2/e_1 = +1$ $m = 0,5$ la contrainte admissible relative à chaque essai, se calcule par l'équation (36) (voir annexe VII).

Le rapport contrainte de ruine expérimentale / contrainte admissible calculée, donne les coefficients de sécurité expérimentaux à comparer à ceux des tableaux I et II précités. Le diagramme ci-dessous (fig. 14) donne les résultats de cette comparaison :

On obtiendrait des diagrammes du même genre, pour toutes les autres séries d'essais.

Finalement, avec notre méthode, les valeurs extrêmes dans l'ensemble, se situeraient aux environs de :

1,8 à 2,65.

Ces résultats intéressants proviennent de la conception rationnelle de la sécurité qui est à la base de la méthode Dutheil.

Cependant, les auteurs examinent les résultats obtenus en substituant éventuellement dans leur formule, le coefficient de flambement des normes allemandes DIN 4114, au coefficient $\frac{1}{\varphi}$ de l'I. B. N., le coefficient ne varie plus alors que de :

1,78 à 3,49.

L'emploi de notre équation (36) dans laquelle on substituerait à $nk + n_e k_e$ le terme nk , k étant le coefficient de flambement défini par :

$$k = \frac{n_e}{n_s}$$

donnerait à simplicité égale des résultats meilleurs.

Mais il convient de remarquer que la prise en compte d'un coefficient de flambement indépendant de la compression et ne variant qu'en fonction de l'élançement, n'est qu'une simplification empirique, dont il faut bien définir le domaine de validité.

On peut déjà remarquer dans la combinaison de la formule (B') avec les DIN 4114, l'anomalie suivante : pour $\gamma = 175$ IPN 22, $e_2/e_1 = 0$ le coefficient de sécurité croît de 2,55 à 3,48 quand m varie de 0,5 à 3, alors que rationnellement, il devrait constamment décroître quand m varie de 0 à l'infini, c'est-à-dire quand on va du flambement simple à la flexion simple.

Cette combinaison est d'ailleurs inhomogène, puisque le terme relatif au flambement avec le coefficient ω des normes DIN 4114, prend en compte les imperfections inévitables, alors que le terme relatif à la flexion suppose la pièce idéalement parfaite.

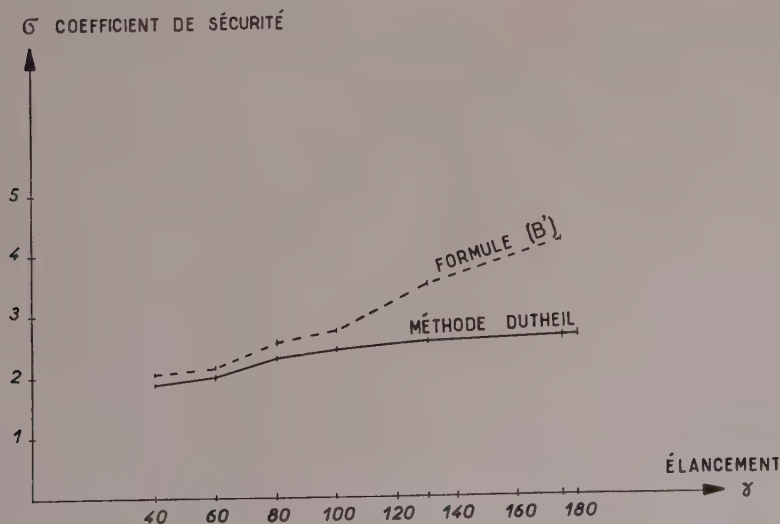


FIG. 14.

IV. — CONCLUSION

Si l'on a pu dire que la résistance des matériaux n'est qu'une caricature de la théorie de l'élasticité, car elle s'en déduit par le jeu d'hypothèses simplificatives qui rendent les calculs accessibles aux bureaux d'études, il n'en est pas moins vrai que dans un certain domaine de validité, l'expérience confirme suffisamment les calculs pratiques.

Des réserves sont cependant nécessaires quand il s'agit de systèmes instables.

Les principes de la résistance des matériaux, aboutissent en effet dans ce cas à la théorie dite par bifurcation d'équilibre, dont nous avons dit quelques mots dans l'introduction, et qui est en somme la conception mathématique du problème.

Cependant, l'allure théorique du phénomène d'instabilité qui en découle se trouve dans le réel profondément modifiée et l'écart est trop grand pour permettre l'aboutissement d'une solution à la fois générale et confirmée par l'expérience dans un domaine étendu.

C'est à l'influence des imperfections inévitables, qu'on peut imputer en premier lieu ce divorce entre la théorie et l'expérience, et en second lieu, à la phase élasto-plastique qui le plus généralement précède la ruine.

On peut prendre en compte cette dernière influence, en restant dans le cadre de la conception mathématique; il suffit de faire quelques hypothèses plausibles sur les lois de l'adaptation de plasticité, pour l'introduire dans les équations d'équilibre.

Mais on aboutit alors inévitablement à des calculs impraticables, et dont les résultats ne peuvent évidemment pas donner une concordance expérimentale étendue, puisqu'on a négligé ce facteur important qu'est l'imperfection.

Si délibérément on ne consent pas à le prendre en compte, il n'y a plus alors qu'une ressource: l'empirisme.

* *

MM. Campus et Massonnet, au cours de leurs recherches, se sont trouvés enfermés dans ce dilemme et n'ont pu échapper aux conséquences de leur choix.

Ayant opté pour la conception mathématique, ils ont abouti à une théorie du flambement plastique par flexion-torsion impraticable, ils le reconnaissent d'ailleurs, et à une formule pratique de vérification qui est purement empirique.

Sur leur théorie, je me bornerai à dire que sa concordance avec l'expérience ne paraît pas suffisamment établie. La confrontation n'a été faite que pour neuf essais sur quatre-vingt-quinze, et dans une zone où la dispersion apparaît comme la plus faible (profil D I E 20 — $e_2/e_1 = +1$, élancements 60 — 80 — 100).

J'ai déjà fait remarquer que l'échelonnement théorique des points d'essais subit dans certaines zones des désordres que nous considérons d'ailleurs comme inévitables, et il semble qu'une confrontation dans ces régions troublées, qui concernent spécialement les D I E 10 et les I P N 22, ferait apparaître des écarts importants. Je le répète, on ne peut parler que de charge de ruine proba-

ble, et l'intervention de la statistique mathématique est absolument nécessaire.

Par ailleurs, les auteurs attachent une trop grande importance aux contraintes internes dont l'influence reste cependant mineure, ainsi que l'expérience le confirme.

Enfin, je ne suis pas d'accord sur la théorie de Shanley, et j'ai montré que si elle ne peut être confirmée par l'expérience, elle ne l'est pas davantage par la théorie [10].

Sur la formule d'interaction (B), donnée comme propre à déterminer la charge de ruine par flambement-torsion, je dirai que sa forme linéaire est purement arbitraire, elle ne concorde pas avec la théorie mathématique d'un phénomène de ce genre.

Quand on la met sous sa forme (B_2) (chapitre III, paragr. 2), on constate alors qu'elle a l'allure d'une équation d'équilibre découlant de la théorie par divergence. On additionne en effet les contraintes de compression et de flexion, chacune majorée par le jeu de certains coefficients, et on admet que sa forme se produit quand cette somme est égale à la limite apparente d'élasticité. On admet donc le critère après l'avoir rejeté.

En majorant la contrainte de compression simple par le jeu de coefficients de flambement, on admet par cela même que la pièce n'est plus idéalement parfaite. Mais ce coefficient de flambement dépendant de la contrainte critique de module tangent est arbitraire.

Il n'est donc pas étonnant que la formule (B) ne donne pas une concordance expérimentale suffisante.

* * *

Cependant, ce qui intéresse le constructeur plus que la charge de ruine, c'est la charge limite admissible à ne pas dépasser, pour pouvoir compter sur un degré de sécurité raisonnable.

Il faut bien reconnaître que c'est dans ce domaine de la sécurité, que la conception mathématique se montre la plus faible. Il n'y a pas de solution cohérente possible. La théorie du flambement torsion exposée par les auteurs, laisse ce problème dans l'ombre.

Cependant, c'est ce souci de la sécurité qui les a poussés à la recherche d'une combinaison des formules (A) et (B), dont la droite représentative serait en dessous de tous les points d'essais, alors que ces formules déterminant la charge de ruine, ladite droite devrait se trouver au contraire dans la région moyenne des points d'essais.

Ils n'y réussissent d'ailleurs qu'imparfaitement, comme en témoigne le diagramme de la figure 13.

Il n'y a plus alors qu'une alternative, modifier arbitrairement le coefficient de flambement pour obtenir le résultat recherché. Ils y arrivent en adoptant alors le coefficient de flambement $1/\varphi$ de l'I. B. N. Il n'est plus question de module tangent.

Mais si le résultat est atteint, c'est en sacrifiant la condition essentielle qu'est l'homogénéité de la sécurité. On constate en effet que le rapport charge de ruine / charge limite admissible varie de :

1,78 à 4,93

résultat difficilement admissible en 1957.

* *

Devant de tels résultats, il est difficile de croire à la vertu des formules dites d'interaction. Il est remarquable que celle qui est proposée donne des résultats d'autant meilleurs qu'on se rapproche de l'un des deux phénomènes extrêmes, c'est-à-dire quand il n'y a précisément pas interaction.

La méthode Dutheil présente un bilan plus positif : concordance expérimentale satisfaisante, conception cohérente de la sécurité, permettant la détermination d'une contrainte limite d'affaissement n_s inférieure à toutes les contraintes de ruine expérimentale, homogénéité de la sécurité par application d'un coefficient unique par rapport à cette contrainte limite. Dans les mêmes conditions qu'avec les formules proposées par les auteurs, on obtient une variation du rapport charge de ruine / charge limite admissible, limitée de :

1,8 à 2,65.

Ce résultat permet de juger de l'économie apportée par cette solution.

Il faut enfin considérer que les formules d'application sont générales et applicables à une forme de section quelconque, pleine ou évidée, que la cause de la ruine soit la divergence d'équilibre à l'état élasto-plastique ou le flambement-déversement, ou le voilement.

L'avantage de disposer d'une théorie générale est évident. On peut pour certains problèmes particuliers, en déduire des formules simplifiées dont on connaît l'approximation.

On peut disposer ainsi pour un problème déterminé, de toute une série de formules dont la précision varie en raison inverse de leur simplicité, les plus simples suffisantes pour un avant-projet, les plus précises permettant de serrer la réalité autant que cela est possible.

Par exemple, dans le problème de flambement — déversement étudié ici, nous avons à notre disposition trois séries de formules :

a) Les formules de la théorie générale;

b) Les formules simplifiées que nous avons examinées dans la présente étude, et qui donnent des résultats encore suffisamment précis, avec un maniement beaucoup plus facile;

c) Les formules super-simplifiées que je n'ai pas proposées car j'estime que les précédentes sont suffisamment simples. Pour les obtenir, il suffirait dans les formules précédentes, de remplacer les deux termes nk et $n_o k_o$ par un terme unique nk ,

avec

$$k = \frac{n_o}{n_s}$$

On obtiendrait ainsi, à simplicité égale à celle des formules proposées par MM. Campus et Massonnet, des résultats meilleurs.

Il convient enfin de remarquer que dans chacun des trois groupes de formules ci-dessus, on peut indifféremment prendre en compte ou non l'influence de l'adaptation de plasticité, par des moyens très simples, *alors que dans l'état actuel, à notre connaissance, aucune autre méthode ne le permet.*

En comparaison, la formule d'interaction (B), et la formule pratique qui en découle, apparaissent comme des formules empiriques, applicables dans le domaine étroit où l'expérience les vérifie, c'est-à-dire dans des cas de sollicitation bien définis, avec des formes de section et des élancements bien définis. Leur domaine de validité apparaît d'ailleurs comme encore plus étroit que celui des essais, car pour des élancements supérieurs à 100, elles donnent des écarts trop grands.

On comprendra donc que je ne puisse être d'accord sur les conclusions des auteurs et notamment sur le paragraphe 2, p. 333 [3] par lequel ils prétendent avoir déduit de leurs essais une formule de déversement simple, *qui serre la réalité de plus près que les méthodes existantes, tout en conduisant à une appréciable économie d'acier.*

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Ch. MASSONNET, *Réflexions concernant l'établissement des prescriptions rationnelles sur le flambage des barres en acier*. *Ossature métallique* n° 7 et 8 (juillet-août 1950).
- [2] Ch. MASSONNET, Association Internationale des Ponts et Charpentes, 4^e Congrès (Cambridge et Londres). Compléments et discussion (août-septembre 1954).
- [3] F. CAMPUS et Ch. MASSONNET, *Recherches sur le flambement des colonnes en acier A 37 à profil en double té, sollicitées obliquement*. (Extrait du *Bulletin du Centre d'Etudes de Recherches et Essais scientifiques des Constructions du Génie Civil et d'Hydraulique fluviale*. Tome VII, 1955).
- [4] BIGLAARD, FISHER et WINTER, *Résistance des poteaux à encastrement élastique et à charge excentrée*. *Proceeding American Society of Civils Engineers* (Vol. 79, brochure n° 292, octobre 1953).
- [5] E. CHWALLA, *Theorie des aussermittig gedrückten Stäbe aus Baustahl* (*Stahlbau* Vol. 7, 1934).
- [6] KOLLBRUNNER, *Confrontation des théories de Rös, Brumer, Hartman et Chwalla avec les essais exécutés à Zurich* (*Stahlbau* 1938, fascicules 4, 5, 6).
- [7] J. DUTHEIL, *L'Exploitation du phénomène d'adaptation dans les ossatures en acier doux* (*Ann. de l'I. T. B. T. P.*, n° 2, janvier 1948).
- [8] TIMOSHENKO, *Théorie de la stabilité élastique* (Librairie Béranger, 1943).
- [9] TIMOSHENKO, *Sur la stabilité des systèmes élastiques* (*Ann. des Ponts et Chaussées*, fascicules III, IV, V, 1913).
- [10] J. DUTHEIL, *Discussion sur l'équilibre des barres comprimées axialement en phase élasto-plastique* (*Ann. de l'I. T. B. T. P.*, n° 102, juin 1956).
- [11] J. DUTHEIL, *L'évolution des Règles d'utilisation de l'acier*. *Société des Ingénieurs Civils de France*. Mémoires fascicule III (juillet-septembre 1954).
- [12] J. DUTHEIL, *Théorie de l'instabilité par divergence d'équilibre*. (Association Internationale des Ponts et Charpentes, Congrès de Cambridge et Londres, août-septembre 1952).
- [13] J. DUTHEIL, *Les problèmes fondamentaux d'instabilité en constructions métalliques : le flambement et le déversement* (*Bulletin* n° 3, 1950 de la Société Royale Belge des Ingénieurs et Industriels).

ANNEXE

I. CONSIDÉRATIONS SUR LES CRITÈRES DE LA MÉTHODE DUTHEIL

 1^o CHARGE MAXIMUM SUPPORTABLE
(ou charge ultime, ou charge d'affaissement)

Considérons le plus simple des problèmes de flambement, qui est d'ailleurs fondamental car il est à la base de tous les autres, celui d'une barre prismatique droite biarticulée, soumise à une charge axiale (compression centrée). Nous supposons que la section est massive, c'est-à-dire ne comporte pas de parties minces dans lesquelles il y aurait danger de voilement, une section rectangulaire par exemple, remplit ces conditions.

La barre étant montée sur une machine d'essai, avec toutes les précautions désirables pour réduire au minimum le frottement aux rotules, et assurer un centrage précis de la charge N , on fait croître celle-ci par paliers, et on mesure dans le plan de flambement, la flèche correspondant à chaque valeur de N (fig. 15).

A chaque position d'équilibre, on connaît ainsi le moment externe :

$$M_e = Nf$$

et par suite le moment interne M_i dans la section médiane, puisqu'en équilibre on a :

$$M_i = M_e = Nf.$$

On peut donc tracer la courbe de variation du moment interne en fonction de f qui a l'allure OCAB sur la figure 16.

Quant au moment externe correspondant à une valeur particulière N_1 de la charge, valeur supposée inférieure à la charge d'affaissement, il a pour expression en fonction de la flèche :

$$M_e = N_1 f.$$

Dans le système de coordonnées choisi, c'est l'équation d'une droite. OC issue de O, et de coefficient angulaire N_1 . Le point de rencontre C de cette droite avec la courbe du moment interne, correspond à une position d'équilibre fléchi.

On reconnaît facilement que cette position d'équilibre est stable.

Si l'on fait croître la charge N_1 , le point C se déplace sur la courbe OCAB en direction de B, sans pouvoir dépasser le point A pour lequel la droite représentative du moment externe est tangente à la courbe du moment interne, la valeur de la charge correspondante étant N_c .

On constate que sous cette charge N_c , l'équilibre devient instable. Par ailleurs, si l'on continue à faire croître la charge, la droite du moment externe ne rencontrant plus la courbe du moment interne, il n'y a plus d'équilibre possible.

La charge N_c correspondant à la droite OA, est donc la charge maximum supportable par la barre.

Le diagramme de la figure 16 indique d'une façon très claire le processus de flambement. La charge maxi-

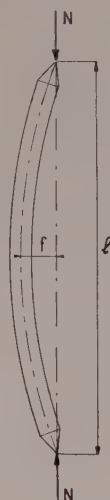


FIG. 15.

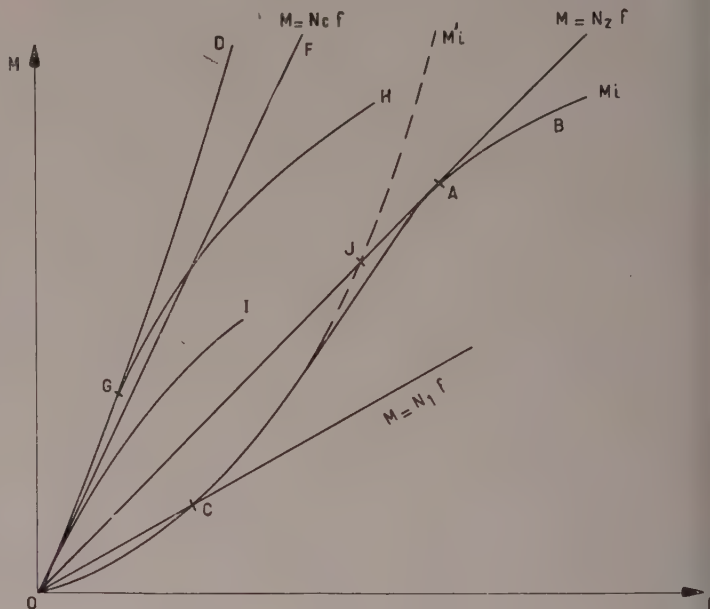


FIG. 16.

um supportable est telle que pour un accroissement infiniment petit de la flèche provoquée par l'action temporaire d'une force auxiliaire transversale, le moment externe croît plus vite que le moment interne; ces deux moments croissent alors suivant des lois divergentes, il n'y a plus d'équilibre possible, la flèche croît indéfiniment, on dit qu'il y a *flambement par divergence d'équilibre*, par opposition au *flambement par bifurcation d'équilibre*, qui résulte de la théorie classique de l'équilibre de la barre supposée idéalement parfaite.

Expérimentalement, on n'a jamais pu constater que le flambement par divergence d'équilibre.

Quand il s'agit d'un matériau ductile comme la plupart des métaux courants employés en construction, et notamment dans le cas de l'acier Adx ou A 37, il n'y a donc qu'un seul critère réel du flambement, c'est l'instabilité dans l'équilibre des moments interne et externe.

L'allongement de la fibre extrême n'étant jamais dans gèreux au moment où l'affaissement commence, ce n'est pas la rupture de ladite fibre qui est déterminante.

Si la barre considérée avait été idéalement parfaite et indéfiniment élastique, elle serait restée rectiligne tant que la charge serait restée inférieure à N_c charge critique d'Euler. Puis pour des charges supérieures, elle aurait pris différentes positions d'équilibre fléchi, auxquelles correspond la courbe du moment interne OGD tangente en O à la droite OF, d'équation :

$$M = N_c f$$

Si elle n'avait été parfaitement élastique que jusqu'à une certaine limite, son diagramme compression/accourcissement ayant ensuite l'allure de celui de la barre réelle, la courbe des moments internes OD se serait infléchi à partir d'un certain point G, en supposant la charge critique d'Euler inférieure à la limite de proportionnalité et aurait eu l'allure OGH.

Sa charge maximum supportable, aurait donc pu dans ce cas être théoriquement supérieure à N_c . Mais dans les limites des proportions usuelles des poutres et des caractéristiques mécaniques des matériaux courants, on sait que le point G se situant assez près de O, et la courbe OGD ne s'écartant que très lentement de sa tangente, le point G serait pratiquement sur la droite OF.

En supposant la charge critique d'Euler supérieure à la limite de proportionnalité, la courbe du moment interne aurait l'allure OI et ne serait plus tangente à la droite OF.

Mais dans tous les cas, la charge maximum supportable N_z , relative à la barre réelle, est inférieure à N_c , et l'allure de la variation du moment interne réel suivant OCAB, est très différente de celle qui concerne la barre idéalement parfaite. Cette différence est due aux imperfections inévitables.

* *

La détermination de N_z , implique donc fatalement la prise en compte de ces imperfections.

Mais on voit la difficulté devant laquelle on se trouve, car il faut déterminer la loi de déformation réelle de la barre, compte tenu à la fois des imperfections et de la phase élasto-plastique qui précède toujours l'affaissement.

Chwalla [5] a pu déterminer cette loi de déformation dans le cas d'une compression excentrée, sans toutefois prendre en compte les imperfections inévitables, mais il est bien connu que l'extrême complication de sa méthode la rend impraticable. Par ailleurs, pour appliquer cette méthode au flambement centré, il serait nécessaire de prendre en compte les imperfections, sinon on en reviendrait à la théorie du module réduit.

La détermination de N_z semble donc présenter des difficultés insurmontables. C'est pour cette raison qu'un certain nombre de chercheurs, notamment parmi les Américains, ont conclu à l'impossibilité de l'établissement d'une méthode pratique de dimensionnement basée sur le phénomène pourtant le seul réel, du flambement par divergence d'équilibre.

* *

Cependant, la méthode Dutheil résout ce problème par un moyen très simple, qui schématiquement se résume à ceci :

Dans son début, en partant de O, la courbe du moment interne OCAB (fig. 16), correspond à une déformation sensiblement élastique, si l'on interprète l'influence des imperfections. La méthode Dutheil, en donnant cette interprétation, permet de tracer la courbe du moment interne M'_i (courbe OCJ, fig. 16) correspondant à une déformation indéfiniment élastique. Les deux courbes M_i et M'_i coïncident dans leur début, puis deviennent divergentes du fait des déformations élasto-plastiques. Il en résulte que la droite OA coupe la courbe M'_i en un certain point J. Ce point J correspond dans la déformation

indéfiniment élastique, à une certaine contrainte au bord de la section médiane, et la méthode Dutheil donne cette contrainte.

Il en résulte que le point J est connu, et par suite le coefficient angulaire de la droite OA qui coïncide avec OJ. Ce coefficient angulaire est la charge maximum supportable N_z cherchée.

On voit que le critère d'affaissement adopté par la méthode Dutheil, n'est pas une contrainte au bord de la section médiane, dans la barre réelle, mais bien une *contrainte de comparaison* dans une barre fictive présentant les mêmes imperfections que la barre réelle, mais supposée indéfiniment élastique.

La considération de cette contrainte de comparaison ne constitue qu'un moyen pratique d'admettre comme base le seul critère réel de l'affaissement, savoir l'équilibre instable entre les moments interne et externe.

Par ce moyen, on a éliminé tout calcul de déformation en phase élasto-plastique, c'est-à-dire la principale source de complications.

C'est sur un procédé analogue que nous avons basé une méthode pratique pour la prise en compte de l'adaptation de plasticité dans les systèmes isostatiques ou hyperstatiques, [7], dite *méthode par adaptation contrôlée* qui ne nécessite que des calculs classiques en élasticité.

* *

Cependant, il serait vain de penser qu'une méthode, quelle qu'elle soit, puisse conduire à une expression mathématique rigoureuse de la charge d'affaissement d'une barre donnée, en acier de nuance connue. En dehors de la dispersion des caractéristiques mécaniques, les imperfections inévitables en effet créent autant de perturbations à caractère aléatoire qui influent très sensiblement sur la charge maximum d'affaissement N_z . La dispersion constatée dans les essais sur un certain nombre d'éprouvettes en apparence identique, le confirme.

On ne peut parler a priori que de *valeur probable* de la charge d'affaissement d'une barre donnée. La comparaison expérimentale doit donc se faire avec la valeur moyenne ressortant d'un certain nombre d'essais sur un même type d'éprouvette.

* *

Malgré la complexité du problème, telle qu'elle ressort des considérations qui précèdent, l'expression de la charge probable d'affaissement, ou ce qui revient au même de la *contrainte probable d'affaissement* n_z (rapport de N_z à la surface de section) prend dans la méthode Dutheil une forme très simple, comme nous allons le voir.

La loi de déformation qui permet le tracé de la courbe M'_i de la figure 16, s'exprime par :

$$f = \frac{Cn n_c}{n_c - n(1 + C)} \frac{W}{N_c} \quad (1)$$

dans laquelle :

n est la contrainte de compression appliquée à la barre (rapport de la charge de compression à la surface de section Ω)

N_c la charge critique d'Euler : $N_c = \frac{\pi^2 E I}{l^2}$
(dans le plan de flambement).

n_e la contrainte critique d'Euler (rapport de N_e à la surface de section Ω)

W le module de flexion dans le plan de flambement

$$= \frac{I}{V}$$

C coefficient expérimental moyen :

$$C = 1/12 = 0,083.$$

Si l'on désigne par n_α la contrainte de comparaison qui sur la courbe M'_ϵ détermine le point J, la contrainte probable d'affaissement n_z est la solution de l'équation en n :

$$n + \frac{\Omega n f}{W} = n_\alpha \quad (2)$$

La contrainte de comparaison, variable avec la forme de section, est donnée pour l'Acier Adx ou A 37 par les expressions suivantes :

a) Section massive pour laquelle il n'y a pas danger de voilement local.

$$n_\alpha = (n'_e - n) \Phi + n. \quad (3)$$

Dans cette formule, n'_e est la valeur moyenne de la limite apparente d'élasticité en compression à 0,2 % d'allongement rémanent.

Φ le coefficient de forme de section $\Phi = \frac{M_s}{W}$.

M_s le moment statique de la section dans le plan de flambement;

W le module de flexion dans le plan de flambement.

b) Section faisant apparaître des parois minces, provoquant un danger de voilement local.

$$n_\alpha = \alpha n'_e$$

où α est un coefficient inférieur à 1, à déterminer dans chaque cas.

c) Section évidée de poutres composées à treillis ou traverses de liaison.

$$n_\alpha = n_{zt}$$

où n_{zt} est la contrainte probable d'affaissement du tronçon de membrure.

Pour étudier quelle est l'influence de l'adaptation de plasticité dans le flambement simple, plaçons-nous dans le cas a) et considérons par exemple une barre de section rectangulaire.

L'équation déterminant n_z s'écrit :

$$n + \frac{n\Omega f}{W} = (n'_e - n) \Phi + n \quad (4)$$

équivalente à :

$$n + \frac{n\Omega f}{\Phi W} = n'_e \quad (5)$$

laquelle peut se mettre sous la forme :

$$nk = n'_e \quad (6)$$

avec $k = \frac{\mu - 1 - C \left(\frac{\Phi - 1}{\Phi} \right)}{\mu - (1 + C)}$ et $\mu = \frac{n_e}{n}$.

Pour une section rectangulaire $\Phi = 1,5$ ce qui avec $C = 0,083$ donne :

$$C \left(\frac{\Phi - 1}{\Phi} \right) = 0,083 \frac{0,5}{1,5} = 0,024.$$

Ce terme est négligeable devant 1, ce qui permet d'écrire :

$$k = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,083}.$$

Il en résulte que l'adaptation de plasticité a une influence négligeable dans le flambement simple, ce que l'expérience confirme.

On peut donc faire $\Phi = 1$ dans l'équation [5], équation du second degré en n dont la solution donne

$$n_z = n_e - \sqrt{n_e^2 - n'_e n_e} \quad (7)$$

avec

$$n_e = \frac{1}{2} (n_e + 1,083 n'_e).$$

Pour l'acier Adx ou A 37, la valeur moyenne de la limite apparente d'élasticité à 0,2 %, ressort à 28,6 kg/mm². En prenant cette valeur pour n'_e dans l'expression (7), on peut calculer n_z en fonction de l'éclatement une fois pour toutes, et dresser un tableau, ou tracer une courbe, donnant n_z par simple lecture. La concordance est très bonne avec tous les essais connus.

Il résulte de cette discussion, qu'en prenant par approximation comme critère d'affaissement la contrainte n'_e au bord de la section médiane, dans la pièce réelle, on aboutit à une précision très suffisante dans la détermination de n_z .

Le tableau ou la courbe, établi au moyen de la relation (7), serait directement utilisable pour déterminer la contrainte admissible, par application d'un coefficient de sécurité. En réalité, la plupart des chercheurs ont limité leur objectif à l'établissement de ces tableaux ou courbes. On pourrait objecter dans ce cas que n'importe quelle formule empirique ferait aussi bien l'affaire.

Mais nous verrons que la connaissance de n_z ne résoud pas le problème de la sécurité. Par ailleurs, notre objectif ne se limite pas à déterminer n_z dans le cas le plus simple d'une barre bi-articulée soumise à une compression axiale, mais aussi à résoudre tous les problèmes complexes de flambement qui peuvent se présenter. A ce point de vue, l'équation (4) reste fondamentale.

Un exemple intéressant de calcul de n_z dans le cas d'un problème de flambement plus complexe, est celui du flambement en compression excentrée. Les excentricités sont supposées de même sens dans le plan de flambement (fig. 17). Dans ce cas, la barre est soumise simultanément à la flexion et au flambement.

L'équation d'équilibre s'écrit :

$$n + \frac{n\Omega f}{W} + \frac{n\Omega}{W} f_m \frac{n_e}{n_e - n(1 + C)} + n_f = n_\alpha \quad (8)$$

où n_f est la contrainte de flexion seule,
 f_m la flèche due au moment

$$f_m = \frac{M_0 l^2 (1 + C)}{8 E i}$$

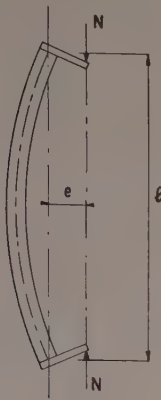


FIG. 17.

n_α est la contrainte de comparaison qui reste la même quel que soit le mode de sollicitation

$$n_\alpha = (n'_e - n) \Phi + n.$$

L'équation (8) peut se mettre sous la forme :

$$nk + \frac{n_f}{\Phi} k_f = n'_e \quad (9)$$

$$k = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,083} \left(\text{en négligeant } C \frac{\Phi - 1}{\Phi} \right)$$

$$k_f = \frac{\mu + 0,252}{\mu - 1,083} \quad \text{avec} \quad \mu = \frac{n_c}{n}$$

ou encore si l'on désigne par m le rapport entre excentricité et le rayon du noyau central dans le plan de flambement.

$$n \left(k + \frac{m}{\Phi} k_f \right) = n'_e \quad (10)$$

Il est clair que dans ce cas, l'adaptation de plasticité à une influence non négligeable, puisque tout se passe comme si m était réduit à la valeur $m' = \frac{m}{\Phi}$.

Sur la figure 18 on a tracé le diagramme analogue à celui de la figure 16 pour le flambement centré. Le processus de l'affaissement est le même que dans le flambement simple. La contrainte de comparaison correspondant au point J dans la barre supposée indéfiniment élastique (mais avec les imperfections de la barre réelle) a la même expression que dans le flambement simple.

L'équation (10) donne une très bonne concordance avec tous les essais connus (voir dans le texte le tableau concernant les essais de Kollbrunner, chap. II, par. 2).

2° CHARGE LIMITE ADMISSIBLE

En parlant de charge probable d'affaissement ou de contrainte probable d'affaissement n_α , on commence à considérer le problème du flambement sous l'angle de la statistique mathématique.

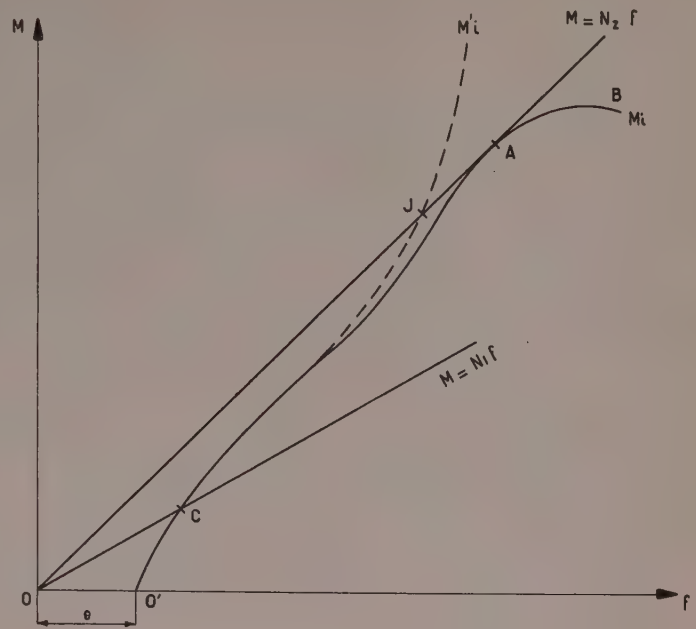


FIG. 18.

Dès qu'on s'engage dans cette voie, on constate que n_α ne peut constituer la base d'une conception rationnelle de la sécurité.

Prenons le cas fondamental de la barre bi-articulée soumise à une compression axiale. Supposons effectués un grand nombre d'essais sur des barres identiques, avec pour chacun d'eux la mesure de la contrainte d'affaissement. On obtient ainsi une série de mesures dispersées sur une certaine bande.

Dans cette série de mesures, la contrainte probable d'affaissement n_α est la valeur typique qui correspond au maximum de la courbe des fréquences. Mais cette valeur typique n'a de signification que si elle est accompagnée d'un indice de dispersion, dont le coefficient de sécurité doit tenir compte.

L'expérience montrant que la dispersion est variable avec l'élancement, si l'on veut déduire la contrainte limite admissible n_α de n_α par application d'un coefficient de sécurité, ce dernier devra donc être lui-même variable avec l'élancement.

Cependant, même en admettant qu'on ait déterminé la loi rationnelle de variation de ce coefficient, on n'obtiendrait malgré tout qu'une indication imprécise sur la sécurité réelle, car pour un grand nombre d'éprouvettes, le rapport, contrainte d'affaissement/contrainte limite admissible, serait inférieur au chiffre qu'on aurait admis pour l'élancement correspondant.

Par ailleurs, on ne pourrait faire aucune comparaison valable entre le degré de sécurité d'une barre comprimée et celui d'une barre tendue, alors qu'une sécurité homogène est l'un des objectifs essentiels du constructeur.

On supprime tous ces inconvénients, si l'on prend comme base de la sécurité dans la série de mesures, non pas la valeur la plus probable n_α , mais une valeur n_α telle que sa probabilité intégrale p soit suffisamment faible, pour que l'événement contrainte d'affaissement

inférieure à n_s ait un caractère tout à fait exceptionnel. La contrainte n_s est dénommée *contrainte limite d'affaissement*.

Si pour tous les élançements, on détermine n_s avec la même valeur p de la probabilité intégrale, on pourra alors rationnellement appliquer par rapport à n_s un coefficient de sécurité unique, quel que soit l'élançement.

Si de plus, on prend pour p , la probabilité intégrale relative à la limite apparente d'élasticité n_e prise comme base de la sécurité dans les barres tendues (24 kg/mm² pour l'acier A dx et A 37), on aura ainsi réalisé le raccordement entre le degré de sécurité des barres tendues et celui des barres comprimées, en prenant dans les deux cas le même coefficient [11].

*
* *
*

Il convient de remarquer que c'est sur ces mêmes principes que nous venons d'exposer qu'est basée la sécurité des barres tendues. On n'applique pas en effet le coefficient de sécurité par rapport à la valeur moyenne de la limite apparente d'élasticité n'_e (28,6 kg/mm² pour l'Adx et l'A. 37) mais par rapport à une valeur conventionnelle n_e de cette limite apparente d'élasticité (24kg/mm² pour Adx et A. 37) dont la probabilité intégrale a été jugée suffisamment faible.

La notion de sécurité dans les barres tendues étant probabiliste, il est évident qu'elle doit l'être *a fortiori* pour les barres comprimées dans lesquelles les imperfections provoquent des perturbations à caractère aléatoire, qui sont des causes supplémentaires de dispersion.

*
* *
*

Dans le même ordre d'idée, il ne serait pas rationnel de prendre comme base de la sécurité d'une barre simplement fléchie, la charge limite correspondant à la saturation plastique dans la section la plus sollicitée, car les déformations considérables qui lui correspondent, dépassent en général de beaucoup la mise hors service.

Quand une poutre simplement fléchie est à l'état de saturation plastique, on sait que la contrainte de comparaison dans une poutre fictive identique mais supposée indéfiniment élastique est donnée par :

$$n'_e \Phi$$

c'est-à-dire la valeur de la contrainte de comparaison :

$$n_{\alpha} = (n'_e - n) \Phi + n$$

dans laquelle on fait $n = 0$.

Nous avons proposé [7] d'admettre comme base de sécurité une contrainte de comparaison réduite,

$$n_e \Psi$$

telle que la déformation dans la poutre réelle reste sensiblement égale à celle de la poutre fictive, ce qui conduit à prendre pour les pièces fléchies et comprimées, une contrainte de comparaison :

$$n_{\beta} = (n_e - n) \Psi + n \quad (11)$$

Nous avons montré que jusqu'à cette valeur de la contrainte de comparaison, on pouvait admettre sans grande erreur que la déformation reste sensiblement élastique.

Cette conception est extrêmement féconde car elle permet de prendre en compte raisonnablement la réserve de sécurité provenant de l'adaptation de plasticité, tout en n'effectuant que des calculs courants en élasticité.

Elle permet notamment la vérification de la stabilité au flambement de systèmes hyperstatiques complexes dans lesquels il se produit des points d'inflexion dont la position est influencée par le développement de la phase élasto-plastique. Dans ce cas, la détermination de la charge ultime par application des lois de la plasticité, est inextricable, alors que cependant elle ne peut conduire qu'à une notion imprécise de la sécurité.

*
* *
*

La condition de vérification pratique de la stabilité au flambement simple, se présente de la façon suivante. Pour se conformer aux principes qui précèdent, on est conduit à la loi de déformation :

$$f' = n_e \frac{Cn + n'_o(1 + C)}{n_c - n(1 + C)} \frac{W}{N_c} \quad (12)$$

$$n'_o = 0,2 n_e$$

n_e est la valeur conventionnelle de la limite apparente d'élasticité à 0,2 % (24 kg/mm² pour Adx et A. 37).

On peut remarquer que cette loi de déformation avec

$$C = 1/12 = 0,083.$$

constitue une enveloppe, ce n'est que tout à fait exceptionnellement qu'une barre quelconque pourra la déborder.

L'équation déterminant n_s s'écrit :

$$n + \frac{n\Omega}{W} f' = n_{\beta}.$$

La contrainte de comparaison n_{β} est donnée pour l'Acier Adx ou A 37 par les expressions suivantes :

a) *Section massive pour laquelle il n'y a pas danger de voilement local.*

$$n_{\beta} = (n_e - n) \Psi + n$$

où : ψ est le coefficient d'adaptation dans la section

$$\psi' = \frac{M_c}{M_e}.$$

M_e le moment élastique = $W n_e$.

M_c le moment critique, défini par la limitation de l'allongement résiduel à 7,5 % de l'allongement élastique [7].

Nous donnons ci-dessous la valeur de Ψ' correspondant à quelques formes de section :

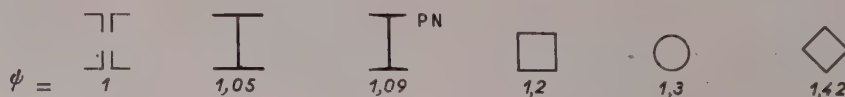


FIG. 19.

b) Section faisant apparaître des parois minces provoquant un danger de voilement local.

$$n_{\beta} = \beta n_e$$

β coefficient inférieur à 1, à déterminer dans chaque cas.

c) Section évidée de poutres composées à treillis ou traverses de liaison.

$$n_{\beta} = n_{st}$$

où n_{st} est la contrainte limite d'affaissement du tronçon de membrure.

Dans le cas d'une section massive, ne présentant aucun danger de voilement ni de flambement local, comme une section rectangulaire par exemple, l'équation déterminant n_s s'écrit :

$$n + \frac{n\Omega}{W} f' = (n_e - n) \Psi + n \quad (13)$$

équivalente à :

$$n + \frac{n\Omega f'}{\Psi W} = n_e \quad (14)$$

laquelle peut se mettre sous la forme :

$$nk + n'_0 k_0 = n_e \quad (15)$$

avec :

$$k = \frac{\mu - 1 - C \left(\frac{\Psi - 1}{\Psi} \right)}{\mu - (1 + C)} \quad k_0 = \frac{1 + C}{\Psi [\mu - (1 + C)]} \quad \mu = \frac{n_e}{n}$$

Le terme $C \left(\frac{\Psi - 1}{\Psi} \right)$ est négligeable.

Cependant, du fait de la présence de ψ en dénominateur de k_0 , on voit que l'influence de l'adaptation de plasticité est plus marquée que dans le cas du calcul de n_s , ce qui est normal d'ailleurs puisque la flexion est relativement plus importante.

Cependant, pour éviter des complications sans grand intérêt, on néglige en général l'adaptation de plasticité dans le flambement simple, ce qui place d'ailleurs en sécurité

Il suffit de faire $\psi = 1$ dans les expressions de k et k_0 .

Pour aboutir à la condition pratique de stabilité, écrivons l'équation (15) sous la forme :

$$\sigma nk + n'_0 k_0 = n_e \quad (16)$$

où : σ est le coefficient de sécurité $= \frac{n_e}{R}$,

R la contrainte admissible en traction.

L'équation (16) détermine alors la contrainte limite admissible

$$n_1 = \frac{n_e}{\sigma}$$

Elle est équivalente à :

$$nk + n_0 k_0 = R$$

La stabilité est donc assurée si la condition suivante est satisfaite :

$$\boxed{nk + n_0 k_0 \leq R} \quad (17)$$

avec :

$$k = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,083} \quad k_0 = \frac{1,083}{\mu - 1,083} \quad n_0 = 0,2 R \quad \mu = \frac{n_e}{\sigma n}$$

C'est la condition fondamentale, car son premier membre représente la contrainte totale de flambement, susceptible de se superposer à d'autres contraintes dans certains problèmes plus complexes

Pour la solution particulière du problème de flambement, on peut obtenir une condition plus simple.

L'équation (14) est en effet du second degré en n dont la solution n_s s'exprime, avec $\psi = 1$, par :

$$n_s = n_4 - \sqrt{n_4^2 - n_e n'_e} \quad n_4 = \frac{1}{2} [n_e + (n_e + n'_e)(1 + C)] \quad (18)$$

On peut donc calculer facilement une fois pour toutes, la valeur de n_s pour tous les élancements.

Si l'on pose : $k' = \frac{n_e}{n_s}$

on pourra donner un tableau ou une courbe des valeurs du coefficient de flambement k' en fonction de l'élancement, et il suffira de vérifier que

$$\boxed{nk' \leq R} \quad (19)$$

Toute valeur de n satisfaisant à cette condition, satisfait aussi à (17).

S'il s'agit d'une barre sollicitée en compression excentrée, l'application des mêmes principes conduit à la condition de stabilité

$$\boxed{n \left(k + \frac{m}{\Psi} k_f \right) + \frac{n_0}{\Psi} k_0 \leq R} \quad (20)$$

où m est le rapport entre l'excentricité et le rayon du noyau central dans le plan de flambement :

$$n_0 = 0,2 R$$

$$k = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,083} \quad k_f = \frac{\mu + 0,252}{\mu - 1,083} \quad \mu = \frac{n_e}{\sigma n} \quad \sigma = \frac{n_e}{R}$$

II. ÉQUATIONS SIMPLIFIÉES RELATIVES AU FLAMBEMENT-DÉVERSEMENT (ou flambement-torsion)

Dans l'hypothèse d'une pièce idéalement parfaite, nous avons résolu le problème du déversement d'une poutre simplement fléchie, par une méthode différente de celle de Timoshenko, mais qui donne des résultats concordants [12].

Cette méthode s'étend au cas où la pièce est simultanément comprimée, c'est-à-dire soumise au flambement-déversement (ou flambement-torsion) [13].

Outre qu'elle s'applique à une forme de section quelconque, notre méthode a l'avantage de ramener le

problème du déversement à celui du flambement d'une barre prismatique dans un milieu élastique, ce qui permet son application aux pièces réelles, compte tenu de leurs imperfections inévitables.

On a aussi la possibilité de dimensionner une poutre soumise au déversement, ou au flambement-déversement, avec un degré de sécurité identique à celui d'une barre soumise au flambement simple, et par suite, à celui d'une barre tendue.

Quoique cette méthode amène à des calculs qui ne sortent pas des possibilités d'un bureau d'études industriel, et il en a bien été jugé ainsi puisqu'elle a été adoptée dans les nouvelles Règles françaises C.M. 1956, un examen attentif de ce problème nous a permis de constater que dans le cadre de la méthode Dutheil, on pouvait aboutir à des formules plus simples dans l'application pratique, avec une approximation très suffisante.

C'est un pas en avant dans la direction de l'objectif que la Commission Technique de la Chambre Syndicale des Entrepreneurs de Constructions Métalliques de France, s'est fixée à titre permanent : rechercher des méthodes simplifiées, même approximatives, afin de pallier l'inconvénient inévitable du perfectionnement des méthodes de dimensionnement. c'est-à-dire la complexité des calculs.

1° DÉTERMINATION DE LA CONTRAINTE PROBABLE D'AFFAISSEMENT.

Considérons une poutre droite en acier $A dx$ dont la section est représentée sur la figure 20. Cette représentation est schématique, il peut s'agir soit d'une poutrelle laminée, soit d'une poutre chaudronnée, soit d'une poutre à âme évidée constituée de membrures assemblées par treillis ou barrettes, etc...

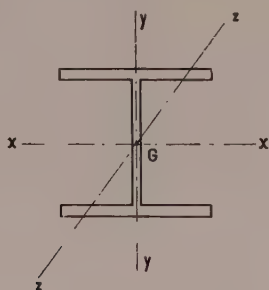


FIG. 20.

A chaque section terminale, la rotation est supposée libre autour des axes xx' et yy' , mais empêchée autour de l'axe mécanique de la poutre.

Ladite poutre est sollicitée simultanément par :

a) Une compression axiale;

b) Un moment de flexion situé dans un plan quelconque zz' contenant l'axe mécanique. Ce moment fléchissant est supposé, soit constant le long de la poutre, soit passant par un maximum dans la section médiane, avec variation symétrique par rapport à ladite section. Par exemple, moment dû à une charge uniformément répartie, une charge concentrée au milieu, système de charges concentrées disposées symétriquement, etc...

On suppose en outre qu'il y a un rapport constant entre le moment et la compression axiale.

Il s'agit de déterminer la contrainte probable d'affaissement n_z .

Nous avons montré que l'équation déterminant n_z peut s'écrire :

$$nk + n_f k_f + n'_f k'_f k'_d = n_\alpha \quad (21)$$

où :

n est la contrainte de compression axiale (rapport de la charge axiale à la surface de section).

n_f la contrainte maximum de flexion dans le plan xx' (rapport entre le moment maximum dans le plan xx' et le module de section dans ce même plan).

n'_f a la même signification que n_f mais dans le plan yy' .

k est le coefficient de flambement

$$k = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,083} \quad \mu = \frac{n_e}{n}$$

n_e contrainte critique d'Euler dans le plan de flambement xx'

$$n_e = \frac{\pi^2 E I}{\Omega l^2}$$

k_f le coefficient d'amplification dans le plan xx'

$$k_f = 1 + \frac{10,688 A}{\mu - 1,083}$$

A est le coefficient de flèche : $f = A \frac{M_0 l^2}{E I}$

M_0 le moment maximum dans le plan xx' ,

k'_f le coefficient d'amplification dans le plan yy' .

$$k'_f = 1 + \frac{10,688 A}{\mu' - 1,083}$$

$$\mu' = \frac{n'_e}{n} \quad n'_e = \frac{\pi^2 E I}{\Omega'^2}$$

I le moment d'inertie dans le plan yy' .

k'_d le coefficient de déversement

$$k'_d = \frac{n_\alpha}{n'_{cr}}$$

n'_{cr} la contrainte probable d'affaissement par déversement en flexion simple calculée par la méthode générale.

n_α la contrainte de comparaison, dans la poutre fictive identique supposée indéfiniment élastique.

La valeur de n_α variable avec la forme de section, est la même que dans le flambement (voir annexe I, détermination de n_z).

2° DÉTERMINATION DE LA CONTRAINTE LIMITE D'AFFAISSEMENT ET CONDITION PRATIQUE DE STABILITÉ

L'équation donnant la contrainte limite d'affaissement n_s s'écrit :

$$nk + n'_0 k_0 + n_f k_f + n'_f k'_f k'_d = n_\beta \quad (22)$$

dans laquelle les termes :

$$n - k - n_f - k_f - n'_f - k'_f$$

ont la même signification que dans l'équation (21).

Dans cette formule n'_0 est la contrainte caractéristique

$$n'_0 = 0,2 \, n_\beta$$

k_0 le coefficient de la contrainte caractéristique

$$k_0 = \frac{1,083}{\mu - 1,083}$$

$$\mu = \frac{n_c}{n}$$

n_c est la contrainte critique d'Euler dans plan xx .

k_d le coefficient de déversement $k_d = \frac{n_\beta}{n_{cr}}$

n_{cr} est la contrainte limite d'affaissement en flexion simple, déterminée par la méthode générale.

n_β la contrainte de comparaison dans la poutre fictive identique, mais supposée indéfiniment élastique. La valeur de n_β variable avec la forme de section, est la même que dans le flambement (voir annexe I, détermination de n_β).

Connaissant n_β , la contrainte admissible n_1 s'obtient par :

$$n_1 = \frac{n_\beta}{\sigma} \quad \text{avec} \quad \sigma = \frac{n_\beta}{R}$$

où :

n_β est la limite d'élasticité conventionnelle à 0,2 % (24 kg/mm² pour Adx).

R la contrainte admissible en traction.

En posant que n , n_f , n'_f sont les contraintes correspondant aux charges d'exploitation, on peut poser directement la condition de stabilité :

$$nk + n_0 k_0 + n_f k_f + n'_f k'_f k_d \leq \frac{n_\beta}{\sigma} \quad (23)$$

dans laquelle les termes ont la même signification que dans l'équation (22), mais en remarquant qu'il faut prendre :

$$\mu = \frac{n_c}{\sigma n} \quad \mu' = \frac{n'_c}{\sigma n}$$

et

$$n_0 = 0,2 \frac{n_\beta}{\sigma}$$

III. EXPRESSION SIMPLIFIÉE DES COEFFICIENTS DE DÉVERSEMENT k_d , DANS LE CAS DES POUTRELLES

Dans le cas de poutrelles laminées, on peut employer les formules suivantes, qui donnent une bonne concordance avec la théorie générale, dans le cas de charge moyen d'une charge uniformément répartie. La poutre ayant une longueur l :

$$\left. \begin{array}{ll} \text{si } \frac{lh}{bt} \leq 800 & n_{cr} = 24 - 9,3 \times 10^{-6} \left(\frac{lh}{bt} \right)^2 \\ \text{si } \frac{lh}{bt} > 800 & n_{cr} = \frac{14\,400}{\left(\frac{lh}{bt} \right)} \end{array} \right\} \quad (24)$$

$$k_d = \frac{24}{n_{cr}}$$

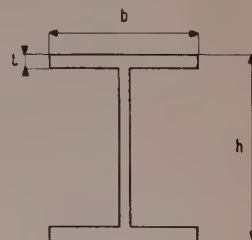


FIG. 21.

IV. CALCUL DE k_d PAR LA MÉTHODE GÉNÉRALE

La contrainte probable d'affaissement n'_{cr} au déversement en flexion simple, dans le cas d'un moment constant, est déterminée par l'équation :

$$(n'_{cr} - n_d) k'' + n_d = n_\alpha \quad (25)$$

dans laquelle :

$$n_d = n_c \left(\frac{V}{r} \right)^2 \frac{\delta A'}{\delta + A'}$$

où :

n_c est la contrainte critique d'Euler dans le plan xx .

V la demi-hauteur de la section dans le plan yy .

r le rayon de giration dans le plan yy .

$$\delta = 1 + \frac{n'_{cr}}{n_c \left(\frac{V}{r} \right)^2}$$

$$A' = 0,078 \frac{J}{l} \left(\frac{l}{h} \right)^2$$

J le module de torsion $= 1,25 \Sigma \frac{be^3}{3}$

i le moment d'inertie dans le plan xx

l la longueur de la poutre

$h = 2V$.

$$k'' = \frac{\mu'' - 1}{\mu'' - 1,083} \quad \mu'' = \frac{n_c \left(\frac{V}{r} \right)}{n'_{cr} - n_d}$$

n_α la contrainte de comparaison donnée par les mêmes expressions que pour le flambement simple.

S'il n'y a à craindre ni voilement local, ni flambement local l'adaptation de plasticité étant négligeable :

$$n_\alpha = n'_e.$$

S'il y a à craindre le flambement local, comme dans certaines poutres à treillis :

$$n_\alpha = n_{st}.$$

La valeur de k'_d s'exprime par :

$$k'_d = \frac{n_\alpha}{n_{cr}}.$$

V. CALCUL DE k_d PAR LA MÉTHODE GÉNÉRALE

La contrainte limite d'affaissement n_{cr} au déversement en flexion simple, dans le cas d'un moment constant, est déterminée par l'équation :

$$(n_{cr} - n_d) k'' + n'_0 k''_0 + n_d = n_\beta \quad (26)$$

Cette équation diffère de (25) par le terme complémentaire $n'_0 k''_0$:

$$n'_0 = 0,2 n_\beta \quad k''_0 = \frac{1,083}{\mu'' - 1,083}$$

et par la substitution de n_β à n_α

S'il n'y a à craindre ni voilement local, ni flambement local, l'adaptation de plasticité étant négligeable :

$$n_\beta = n_e.$$

Si le flambement local est à craindre comme dans certaines poutres à treillis, par exemple :

$$n_\beta = n_{st}.$$

La valeur de k_d s'exprime par :

$$k_d = \frac{n_\beta}{n_{cr}}.$$

VI. GÉNÉRALISATION DES ÉQUATIONS SIMPLIFIÉES. DU FLAMBEMENT-DÉVERSEMENT

Les équations simplifiées du paragraphe II, supposent que le moment de flexion appliqué le long de la poutre passe par un maximum dans la section médiane et que sa variation est symétrique par rapport à ladite section.

Il est intéressant d'examiner la possibilité de les étendre au cas d'une variation quelconque du moment, celui-ci étant cependant supposé de même signe tout le long de la barre.

On peut résoudre le problème dans le cas le plus général, au moyen du principe de superposition.

1^o Dans le plan xx , nous avons à superposer les contraintes de flexion suivantes :

a) Contrainte n_f due au moment sollicitant; sa variation en fonction de x est connue, c'est une donnée du problème.

b) Contrainte provenant de la flèche due au moment sollicitant, sous l'effet de la compression.

Quelle que soit la variation du moment, la flèche se produit toujours dans une section très voisine de la section médiane. On peut, avec une approximation suffisante, admettre qu'elle se produit dans ladite section médiane. On sait d'autre part que la déformée complémentaire provenant de la compression est sensiblement sinusoïdale. Le moment complémentaire correspondant, peut donc s'exprimer par :

$$f_0 N \frac{\mu}{\mu - 1,083} \sin \frac{\pi}{l} x \quad \text{avec} \quad \mu = \frac{n_c}{\sigma n}$$

f_0 étant la flèche due au moment sollicitant, peut se mettre sous la forme :

$$f_0 = 1,083 A \frac{M_0 l^2}{EI_x}$$

A étant un coefficient caractéristique de la charge et M_0 le maximum du moment sollicitant, d'où :

$$f_0 N \frac{\mu}{\mu - 1,083} = \frac{10,688 A}{\mu - 1,083} M_0.$$

La contrainte complémentaire due à la déformation, s'exprime donc par :

$$\frac{10,688 A}{\mu - 1,083} \frac{M_0}{W_x} \sin \frac{\pi}{l} x.$$

c) Contrainte de flexion provenant du flambement, s'exprimant par :

$$[n(k - 1) + n_0 k_0] \sin \frac{\pi}{l} x$$

avec

$$k = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,083} \quad k_0 = \frac{1,083}{\mu - 1,083} \quad \mu = \frac{n_c}{\sigma n} \quad n_0 = 0,2 R.$$

2^o Dans le plan yy , les contraintes de flexion à superposer sont les suivantes :

a) Contrainte n'_f due au moment sollicitant dans le plan yy ;

b) Contrainte due à la déformation dans le plan yy :

$$\frac{10,688 A}{\mu' - 1,083} \frac{M'_0}{W_y} \sin \frac{\pi}{l} x$$

avec

$$\mu' = \frac{n'_c}{\sigma n}$$

c) Contrainte due au déversement en flexion simple, sous l'effet du moment sollicitant dans le plan yy .

$$\left[\left(n'_{f0} - \frac{n_d}{\sigma} \right) (k''_0 - 1) + n_0 k''_0 \right] \sin \frac{\pi}{l} x$$

où

n'_{f0} est la valeur maximum de la contrainte de flexion due au moment sollicitant

$$n_d = C n_0 \left(\frac{V}{r} \right)^2 \frac{\delta A'}{\delta + A'}$$

$$k'' = \frac{[\mu'' - 1]}{\mu'' - 1,083} \quad k''_0 = \frac{1,083}{\mu'' - 1,083} \quad \mu'' = \frac{C n_0 \left(\frac{V}{r} \right)^2}{\sigma n_{f0} - n_d}$$

(Pour la signification des différents termes, se reporter aux §§ 4 et 5).

C est le coefficient caractéristique de la charge.

On pourra, pour simplifier, prendre $C = 1$ ce qui place en sécurité.

Si $n_{f0} \leq \frac{n_d}{\sigma}$, la contrainte complémentaire de déversement est nulle.

3° Vérification de la stabilité.

Sur la fibre la plus sollicitée, toutes les contraintes ci-dessus définies se cumulent. En dehors des deux contraintes n_f et n'_f dues aux moments sollicitants, toutes les autres sont à variation sinusoïdale, il sera donc facile de déterminer la valeur maximum des contraintes de flexion cumulées, soit n_{fm} :

La stabilité sera assurée si :

$$n + n_{fm} \leq R.$$

La considération de l'excentricité équivalente, pourra dans certains cas donner des résultats intéressants.

Une poutre étant sollicitée au flambement-déversement par l'action simultanée d'une compression axiale et d'un moment à variation quelconque dans le plan yy correspondant au plus grand moment d'inertie de sa section, soit n_x sa contrainte probable d'affaissement.

Si nous supposons maintenant la même poutre soumise à une compression excentrée, avec une excentricité donnée e dans le plan yy sa contrainte probable d'affaissement étant n'_x , il existe une valeur de e , telle que $n_x = n'_x$. Cette valeur particulière e'_0 de l'excentricité, est dite *excentricité équivalente*, correspondant au cas de charge considérée.

Cette définition reste valable si la flexion a lieu uniquement dans le plan xx correspondant au plus petit mo-

ment d'inertie de la section, c'est-à-dire si la poutre est sollicitée au flambement composé, sans déversement.

Mais en supposant que, dans ce dernier cas, la variation du moment suive la même loi que dans le cas précédent, l'excentricité e_0 n'aura pas la même valeur, du fait de l'absence de danger de déversement. Enfin, pour cette même raison, la contrainte maximum ne se produira pas dans la même section.

Si donc le moment considéré est appliqué dans le plan zz (fig. 20), il ne serait plus exact d'additionner les contraintes, comme nous l'avions fait dans le cas restrictif où les maxima se produisaient dans la section médiane dans les deux plans.

Il est donc nécessaire d'apporter la correction à e_0 pour obtenir la concordance avec la loi de superposition réelle des contraintes. On peut admettre dans le plan xx une excentricité équivalente rectifiée αe_0 , α étant un coefficient inférieur ou égal à 1.

Si donc on désigne par m' le rapport entre l'excentricité e'_0 et le rayon du noyau central dans le plan yy , et par m le même rapport entre e_0 et le rayon du noyau central dans le plan xx , étant entendu que e'_0 et e_0 sont déterminés chacun dans leur plan, indépendamment l'un de l'autre, l'équation (21) s'écrit sous sa forme généralisée :

$$n (k + \alpha m k_f + m' k'_f k'_d) = n_x \quad (26)$$

$$\text{avec } k = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,083} \quad k_f = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,083}$$

$$k'_f = \frac{\mu' + 0,25}{\mu' - 1,083} \quad k'_d = \frac{n_x}{n'_e} \quad \mu = \frac{n_c}{n} \quad \mu' = \frac{n'_c}{n}$$

De même, l'équation (22) deviendrait :

$$n (k + \alpha m k_f + m' k'_f k'_d) + n'_0 k_0 = n_\beta \quad (27)$$

dont les termes k , k_f , k'_f , μ , μ' , ont la même expression que ci-dessus, et de plus :

$$n'_0 = 0,2 n_\beta \quad k_0 = \frac{1,083}{\mu - 1,083} \quad k_d = \frac{n_\beta}{n_{e'}}$$

et la condition pratique de stabilité (23)

$$n (k + \alpha m k_f + m' k'_f k'_d) + n_0 k_0 \leq \frac{n_\beta}{\sigma} \quad (28)$$

étant entendu qu'ici, n est la contrainte de compression simple correspondant à la charge d'exploitation, ce qui conduit à écrire :

$$\mu = \frac{n_c}{\sigma n} \quad \mu' = \frac{n'_c}{\sigma n}$$

et que par ailleurs $n_0 = 0,2 \frac{n_\beta}{\sigma}$.

VII. ÉQUATIONS APPLICABLES AUX ESSAIS DE MM. CAMPUS ET MASSONNET

1° Pour la détermination de la contrainte probable d'affaissement.

A. Compression excentrée dans le plan yy , avec $e_x = e_1$ (fig. 22).

L'équation (26) se simplifie comme suit. Étant donné qu'en définitive, le déversement est un phénomène qui se

ramène à celui du flambement, de la membrure considérée comme barre prismatique dans un milieu élastique, l'influence de l'adaptation de plasticité est négligeable, ce qui permet de poser

$$n_x = n'_e$$

n'_e étant la limite apparente d'élasticité à 0,2 %. En l'absence de tous renseignements particuliers sur la

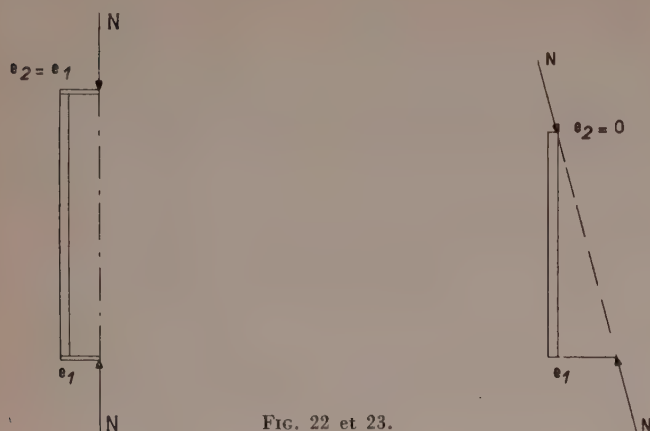


FIG. 22 et 23.

valeur de n'_e des éprouvettes considérées, on prendrait pour n'_e la valeur moyenne qui pour l'acier Adx ressort à 28,6 kg/mm².

Mais dans le cas particulier des essais en cause, on connaît le diagramme, compression/allongement moyen relatif aux ailes des profils employés, c'est donc au moyen de ces diagrammes qu'on déterminera n'_e pour chaque série d'échantillons.

Par ailleurs, puisqu'il n'y a pas de sollicitation extérieure dans le plan xx , on fait $m = 0$.

L'équation (26) se réduit donc à :

$$n(k + m'k'_d k'_a) = n'_e \quad (29)$$

$$\text{avec : } k = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,083} \quad k'_d = \frac{\mu + 0,25}{\mu - 1,083} \quad k'_a = \frac{n'_e}{n_{cr}} \\ \mu = \frac{n_c}{n} \quad \mu' = \frac{n'_c}{n}$$

m' rapport de l'excentricité au rayon du noyau central dans le plan yy .

B. Compression excentrée dans le plan yy , avec $e_z / e_1 = 0$ (fig. 23).

Nous savons que lorsque $\frac{N}{N_c} < 0,25$

le moment est toujours maximum dans la section terminale côté e_1 .

La ruine peut alors intervenir suivant deux processus différents.

Dans les barres relativement trappées, pour lesquelles la condition ci-dessus est généralement satisfaite, la section terminale sollicitée côté e_1 entre la première en plasticité. L'évolution de la phase élastoplastique se poursuivant peut entraîner la ruine, soit localement par excès d'allongement ou voilement des ailes, soit de l'ensemble, la dissymétrie latérale inévitable de la déformation dans la zone plastifiée provoquant le flambement transversal.

Dans les barres relativement élancées, pour lesquelles on a généralement :

$$\frac{N}{N_c} > 0,25$$

c'est dans la région comprise entre l'extrémité et la section médiane, que le maximum du moment se produit dans le plan yy , mais le flambement dans le plan xx' étant prépondérant, le déversement se produit avant toute évolution élastoplastique avancée dans le plan de l'âme.

Il serait relativement facile de déterminer a priori le processus correspondant à une barre donnée. Cependant, il est plus simple de poser deux équations. Des deux valeurs de la contrainte probable d'affaissement ainsi déterminée, la plus petite sera la seule à retenir.

a) La ruine est déterminée par la section terminale.

Il s'agit d'un cas de flexion composée simple.

Nous posons la condition de stabilité :

$$n + nm' = (n'_e - n) \Phi + n \quad (30)$$

qui se réduit à :

$$n \frac{m' + \Phi}{\Phi} = n'_e \quad (31)$$

On voit que le deuxième membre de l'équation (30) n'est autre chose que la contrainte de comparaison n_α , relative au cas où il n'y a pas à craindre de voilement local.

Pour les poutrelles D I E $\Phi = 1,065$

Pour les poutrelles I P N $\Phi = 1,17$.

Il convient de remarquer que, lorsqu'il s'agit d'une section terminale d'une poutre sur deux appuis, la contrainte de comparaison n_α n'entraîne pas nécessairement l'affaissement. L'évolution élasto-plastique peut en effet dans certains cas se poursuivre au-delà, mais il en résulte des déformations permanentes importantes, une fragilisation par écrouissage dans la zone de raffermissement, une déformation de l'âme qui devient inapte à prendre l'effort tranchant, toutes circonstances difficilement admissibles en service. De plus, les déformations plastiques avancées, forcément dissymétriques du fait de la tendance au flambement transversal, peuvent créer une excentricité secondaire dans le plan xx , suffisante pour provoquer le flambement. Tous ces inconvénients sont évités par la contrainte de comparaison n_α qui limite l'évolution plastique.

b) La ruine est déterminée directement par flambement-déversement.

Le problème étant ramené à celui du flambement par compression excentrée avec $e_1 = e_2$, l'équation s'écrit comme (29) mais en affectant m' d'un facteur :

$$\beta = \frac{e'_0}{e'_1} \\ n(k + \beta m' k'_d k'_a) = n'_e \quad (32)$$

La signification des termes de cette équation est définie à propos de l'équation (29).

La valeur du coefficient β a été calculée par MM Campus et Massonnet : pour des pièces idéalement parfaites, ils donnent $\beta = 0,548$. Il faut s'attendre à quelque différence dans le cas des pièces réelles, l'expérience montre que $\beta = 0,5$ donne dans ce cas une meilleure approximation. C'est cette valeur que nous prendrons en compte.

C. Compression excentrée dans le plan yy avec $e_2/e_1 = -1$ (fig. 24).

Il convient de remarquer que ce type de sollicitation n'est pratiquement pas rencontré en construction. Une barre soumise à ses extrémités à deux moments de signes contraires et à une compression, fait partie en général d'un système hyperstatique. Sous l'effet de la compression, le point d'inflexion se déplace mais d'une quantité limitée. Il n'en est pas de même lorsque les moments sont des sollicitations extérieures directement appliquées aux extrémités de la barre, comme c'est le cas ici.



FIG. 24.

Si théoriquement avec $e_2 = -e_1$, le point d'inflexion se situe au milieu quelle que soit la compression, dès que les excentricités ne sont pas rigoureusement égales, le point d'inflexion se déplace pour tendre vers l'une des extrémités.

Dans les pièces réelles, les défauts inévitables provoquent ce déplacement.

Cependant, dans les grands élancements, le flambement latéral est prépondérant. Il en résulte que la charge probable d'affaissement doit différer assez peu toutes conditions égales, de celle relative à $e_2/e_1 = 0$. C'est bien ce que l'expérience confirme. Finalement, on aboutit à deux conditions identiques à (31) et (32) avec toutefois

$$\beta = 0,4 \text{ au lieu de } 0,5.$$

2° Pour la vérification de la sécurité.

Par sa définition même, la contrainte limite d'affaissement n_s est telle que ce n'est que tout à fait exceptionnellement que, toutes choses égales, l'affaissement doit pouvoir se produire pour une contrainte inférieure.

On prendra donc comme base l'équation (27) qui détermine n_s . Toute valeur de n donnant une contrainte supérieure à n_s , sera plus grande que n_s .

Pour un essai déterminé, on peut donc considérer que la sécurité est assurée, si la condition suivante est satisfaite :

a) Premier cas : $e_2/e_1 = +1$

$$n(k + m'k_f'k_d) + n_0k_0 \geq n_e \quad (33)$$

b) Deuxième cas : $e_2/e_1 = 0$

$$n \frac{m' + \Psi'}{\Psi'} \geq n_e \quad (34)$$

$$n(k + \beta m'k_f'k_d) + n_0k_0 \geq n_e \quad (35)$$

c) Troisième cas : $e_2/e_1 = -1$.

Conditions identiques à celles du deuxième cas, mais avec la valeur de $\beta = 0,4$ au lieu de $\beta = 0,5$.

Nous rappelons que dans ces différentes conditions :

$$k = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,083} \quad k_f' = \frac{\mu' + 0,25}{\mu' - 1,083} \quad k_0 = \frac{1,083}{\mu - 1,083}$$

$$\mu = \frac{n_e}{n} \quad \mu' = \frac{n_e'}{n} \quad \beta = \frac{e_0}{e_1} \quad k_d = \frac{n_e}{n_{cr}}$$

Pour DIE : $\Psi' = 1,025$.

Pour IPN : $\Psi' = 1,09$.

n_e est la limite élastique conventionnelle pour Adx, soit 24 kg/mm² (Règlement français).

3° Conditions pratiques de stabilité.

La contrainte de compression n , sous charges d'exploitation, doit satisfaire suivant les cas aux conditions suivantes :

a) Premier cas : $e_2/e_1 = +1$.

$$n(k + m'k_f'k_d) + n_0k_0 \leq R \quad (36)$$

b) Deuxième cas : $e_1/e_1 = 0$

$$n \frac{m' + \Psi'}{\Psi'} \leq R \quad (37)$$

$$n(k + \beta m'k_f'k_d) + n_0k_0 \leq R \quad (38)$$

c) Troisième cas : $e_2/e_1 = -1$.

Conditions identiques à celles du cas (b) mais avec $\beta = 0,4$ au lieu de $\beta = 0,5$.

Nous rappelons que dans ces différentes conditions :

$$k = \frac{\mu - 1}{\mu - 1,083} \quad k_f' = \frac{\mu' + 0,25}{\mu' - 1,083} \quad k_0 = \frac{1,083}{\mu - 1,083}$$

$$\mu = \frac{n_e}{\sigma n} \quad \mu' = \frac{n_e'}{\sigma n} \quad \beta = \frac{e_0}{e_1} \quad k_d = \frac{n_e}{n_{cr}}$$

$$n_0 = \frac{n_e'}{\sigma} = 0,2 R.$$

Pour DIE : $\Psi' = 1,025$.

Pour IPN : $\Psi' = 1,09$.

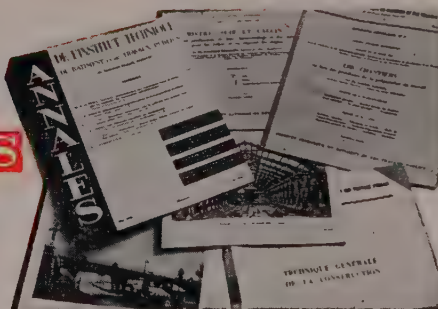
$$R = \frac{n_e}{\sigma}.$$

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

**INGÉNIEURS
ITBTP ARCHITECTES
ENTREPRENEURS**

POUR VOUS TENIR
AU COURANT
DES PROGRÈS
RÉALISÉS DANS
LA TECHNIQUE
DE LA
CONSTRUCTION

LISEZ
LES
ANNALES
DE
L'INSTITUT TECHNIQUE
DU BATIMENT ET
DES TRAVAUX PUBLICS



L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics :

— DÉPOUILLE mensuellement pour ses adhérents **plus de 400 revues** afin de leur adresser annuellement, par l'intermédiaire de son **Bulletin de Documentation**, plus de 3 000 analyses d'articles et d'ouvrages se rapportant à tous les problèmes susceptibles de les intéresser.

— EXTRAIT, à la demande de ses adhérents, de son **fichier** (qui comporte plus de 150 000 fiches) des **bibliographies complètes** et à jour sur les sujets techniques les plus divers.

— DIFFUSE directement sur le lieu de travail des adhérents, sous forme de **microfilms**, de **photocopies** ou éventuellement de **traductions**, les documents signalés.

— PROCÈDE, au cours de **séances cinématographiques**, à la projection de films décrivant des réalisations françaises et étrangères en matière de travaux de bâtiment et de génie civil.

— ORGANISE des **conférences hebdomadaires** et, périodiquement, des **visites de chantiers** auxquelles vous avez intérêt à assister en raison des nombreux enseignements que donne l'examen direct des solutions constructives, et qu'un compte rendu même complet et détaillé comme celui publié dans les **Annales** de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics ne saurait remplacer.

— FOURNIT des **Notes Techniques** et des **Notes d'Information**, qui traitent pratiquement des problèmes techniques de tous les corps d'état.

— RÉPOND à toutes questions techniques posées à son **Service de renseignements Techniques par téléphone**; Poincaré 25-25 tous les jours ouvrables de 16 h. à 19 h., sauf samedi.

Pour tous renseignements concernant les conditions d'adhésion, s'adresser à
L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS,
6, rue Paul-Valéry, Paris (16^e). Tél. Klé. 48-20.

(Reproduction interdite)

Série : *ESSAIS ET MESURES* (39)

CENTRE D'ÉTUDES SUPÉRIEURES

SÉANCE DU 26 MARS 1957

SOUS LA PRÉSIDENTENCE DE **M. R. L'HERMITE**,
Délégué général des Laboratoires du Bâtiment et
des Travaux Publics

MESURES ET EFFETS DES VIBRATIONS DANS LES IMMEUBLES D'HABITATION ET LES BATIMENTS INDUSTRIELS

par **M. G. DAWANCE**,

Ingénieur A. M.

Chef de service au Centre Expérimental
de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics

RÉSUMÉ

Les vibrations étant la source de troubles importants dans certains immeubles au voisinage d'usine, il a paru nécessaire de réunir dans un exposé une petite synthèse des connaissances actuelles sur le sujet, il est examiné successivement les points suivants :

- Mesure des vibrations;
- Propagation des vibrations dans les sols;
- Fréquence propre des constructions reposant sur le sol;
- Échelle d'appréciation de la sensation de vibration;
- Effet des vibrations sur les constructions,
- Conclusions.

SUMMARY

Vibration being the source of considerable troubles in buildings adjoining and near factories, it was thought advisable to issue a small synthesis on present knowledge on this subject.

The following points are dealt with therein :

- Measurement of vibrations.
- Propagation of vibration in earth.
- Natural frequency of buildings resting on the soil.
- Scale of estimation of the sensation of vibration.
- Effect of vibration on buildings.
- Conclusions.

PRÉSENTATION DU PRÉSIDENT

J'ai tenu à présider cette conférence ce soir, d'abord parce que M. Dawance est un collaborateur et un ami depuis plus de dix ans et, deuxièmement, parce que je voulais vous annoncer qu'il vient d'être décoré de l'Ordre de la Recherche et de l'Invention, qui est une décoration assez rare et cela vaut la peine d'être cité.

M. Dawance a étudié depuis longtemps tous ces problèmes de vibration et ceci pour différentes raisons ; d'abord parce que nous sommes, au laboratoire, très souvent sollicités par les uns et les autres pour faire des mesures des vibrations dans des constructions, dans des immeubles, savoir si les effets sont néfastes et jusqu'à quel degré on peut les accepter. Il vous en parlera.

Ensuite, des mesures sont effectuées dans le but de rechercher quel est l'isolement antivibratoire qu'on peut réaliser pour les systèmes tels que des moteurs, des marteaux-pilons, toutes choses qui vibrent et qui cognent.

Enfin nous étudions ces questions de vibration également du point de vue de l'explorateur du sous-sol, des possibilités que cela donne pour les recherches qui concernent la mécanique des sols et des fondations.

EXPOSÉ DE M. DAWANCE

Bien que le terme de vibration soit souvent pris dans un sens général, il sera utilisé dans cet exposé pour représenter les mouvements autour de leur position d'équilibre d'un corps solide par opposition aux sons qui se rapportent aux mouvements vibratoires des gaz.

Les vibrations sont perçues par l'homme, par l'intermédiaire du sens du toucher alors que les sons sont détectés par l'ouïe.

Dans le cadre du bâtiment, les vibrations peuvent se traduire par des détériorations de la construction ou par des troubles de jouissance, les vibrations pouvant avoir des effets physiologiques et psychologiques sur ses habitants en fonction de leurs caractéristiques, sans pour cela prendre en compte les bruits provoqués par la vibration des objets, bruits de vitres, suspensions, verres dans un buffet, déplacements de meubles, etc...

Essayons de caractériser les vibrations d'une manière moins empirique :

Une vibration comme tout phénomène périodique peut être définie par :

— Son amplitude qui est la valeur maximum du déplacement autour de la position d'équilibre ; dans le cas le plus simple d'un mouvement sinusoïdal on a :

$$y = y_0 \sin 2\pi ft.$$

f étant la fréquence du mouvement.

— Sa vitesse qui est la dérivée de la fonction représentant l'amplitude :

$$\frac{dy}{dt} = 2\pi f y_0 \cos 2\pi ft = 2\pi f y_0.$$

— Son accélération, dérivée de la vitesse :

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{d^2y}{dt^2} = -4\pi^2 f^2 y_0 \sin 2\pi ft \\ &= -4\pi^2 f^2 y_0 = 4\pi^2 f^2 y_0. \end{aligned}$$

On se sert quelquefois de la dérivée troisième du déplacement (jerk ou secousse en américain).

$$\frac{d^3y}{dt^3} = -8\pi^3 f^3 y_0 \cos 2\pi ft.$$

ayant peu d'intérêt dans le cas de l'étude des mouvements sinusoïdaux mais servant quelquefois pour l'étude des chocs.

Les valeurs données se rapportent au cas d'un mouvement sinusoïdal mais il est bien évident que toutes ces valeurs existent dans le cas de tout mouvement périodique ou non.

Une forme classique d'étude des mouvements périodiques autre que la sinusoïde pure est la décomposition en série de Fourier qui permet de représenter dans tous les cas une fonction périodique par une somme de fonctions sinusoïdales.

Cette opération peut être faite, soit par le calcul, soit graphiquement, soit même électriquement au moyen de filtres et d'analyseurs harmoniques. On trouvera dans des ouvrages spécialisés les renseignements nécessaires à cette opération [1] [11].

MESURE DES VIBRATIONS

Les appareils de mesure des vibrations les plus utilisés actuellement sont de deux types, le capteur sismique électrodynamique et l'accélérographe piézoélectrique.

Ces deux appareils sont très bien adaptés à ce genre de mesure et sont susceptibles de résoudre la plupart des problèmes posés par les mesures de vibration.

[Équipement de mesure à capteur sismique

a) Le capteur de vibration est essentiellement composé d'une masse suspendue entre deux ressorts très souples, l'ensemble ayant une fréquence propre de vibration de l'ordre de la fréquence la plus basse à mesurer (en réalité pour des raisons de construction on est limité à

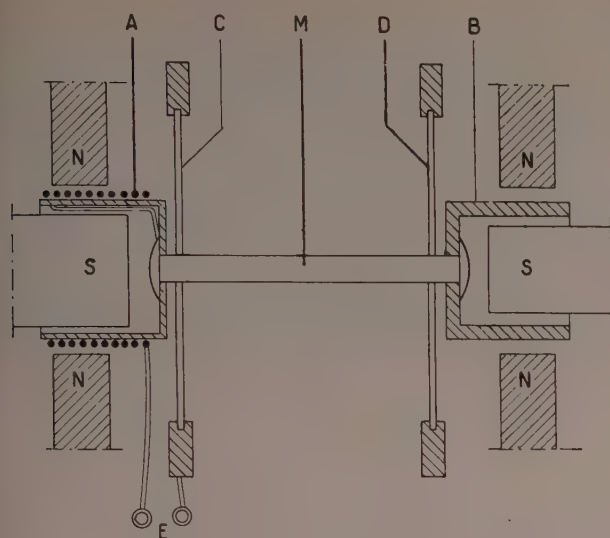


FIG. 1. — Coupe d'un capteur de vibration (type Philips GM 5 520).

des fréquences de l'ordre de 7 à 10 Hz, ce qui suffit dans la pratique) (fig. 1).

La masse ainsi suspendue est munie d'un côté d'une bobine se déplaçant dans l'entrefer d'un aimant puissant solidaire du boîtier du capteur et de l'autre côté d'une spire en cuivre en court-circuit se déplaçant elle aussi

dans l'entrefer d'un aimant, des forces électromotrices sont induites dans la bobine (déplacement d'un conducteur dans un champ) :

$$e = H v 10^{-8}$$

proportionnelles à la vitesse de déplacement de la bobine par rapport au boîtier. D'autre part, la spire en court-circuit apporte au système mobile un amortissement magnétique relativement facile à régler et défini par une loi stable et parfaitement connue en fonction du champ.

Les forces électromotrices produites par le capteur sont amplifiées par un dispositif convenable et visualisées par exemple sur l'écran d'un oscilloscope cathodique et enregistrées au moyen d'une caméra, soit enregistrées au moyen d'un oscillographe à inscription directe sur papier ou film noir, soit sur magnétophone à modulation de fréquence, ce dernier moyen facilitant dans une grande mesure l'analyse harmonique du phénomène par voie électrique.

Mais revenons au capteur de vibration; la partie électronique de la mesure est susceptible d'un nombre de solutions qui n'a de limite que l'imagination des chercheurs dès que l'on a réussi à transformer la grandeur à mesurer en une variation de tension plus ou moins périodique, le problème crucial étant celui du transducteur comme disent les Américains ou du pick-up comme nous disons quelquefois.

Une théorie très simplifiée du capteur est la suivante : lorsque la pièce sur laquelle le capteur est fixé est soumise à des vibrations, la masse sismique reste fixe, les forces électromotrices fournies par le capteur donnent ainsi une mesure de la vitesse du mouvement vibratoire, des cir-

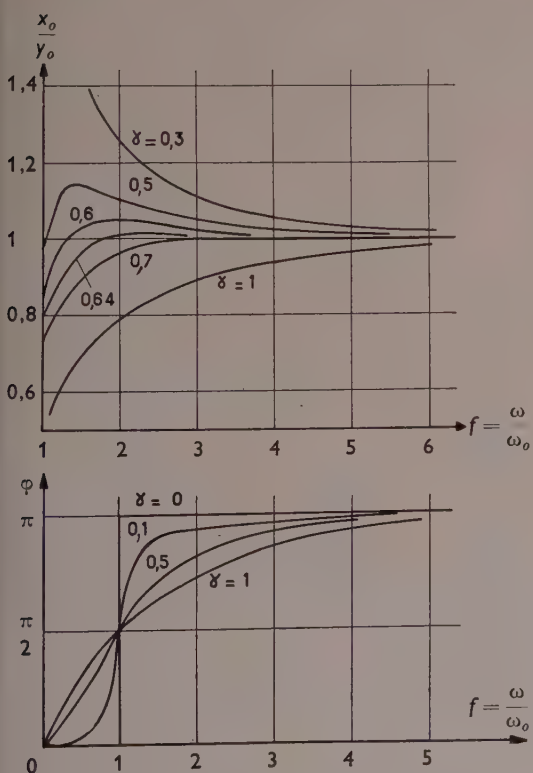


FIG. 2. — Courbes de réponse (amplitude et phase) d'un capteur sismique à une vibration sinusoïdale. Les courbes $\gamma = 0,5$ correspondent au capteur Philips.

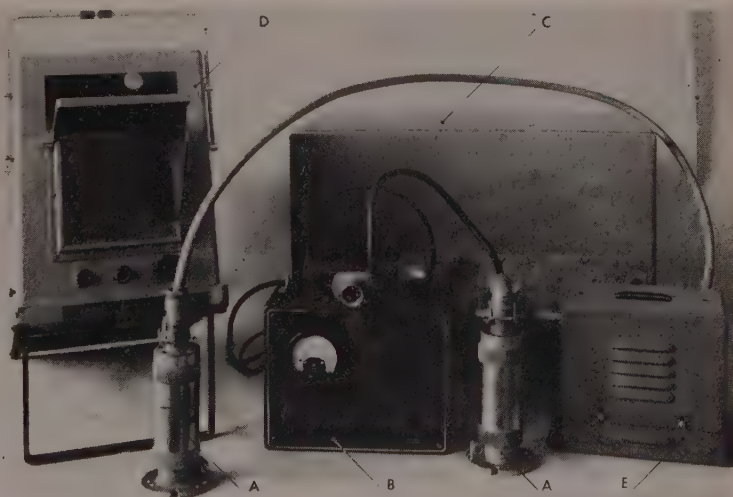


FIG. 3. — Equipement pour l'enregistrement des vibrations comprenant : A) capteur à masse sismique; B) coffret d'étalonnage, de différentiation et d'intégration; C) amplificateur; D) oscillographe à enregistrement direct sur film noir (C. d. C. O. S. L. 81); E) marqueur de temps.

cuits électriques effectuent l'intégration ou la dérivation de ces tensions donnant ainsi une mesure directe de l'amplitude, de la vitesse, ou de l'accélération du mouvement vibratoire. On trouvera en annexe p. 723 une théorie plus complète de ces capteurs qui permet le calcul des réactions d'un tel capteur à des mouvements sinusoïdaux et transitoires (fig. 2 et 3).

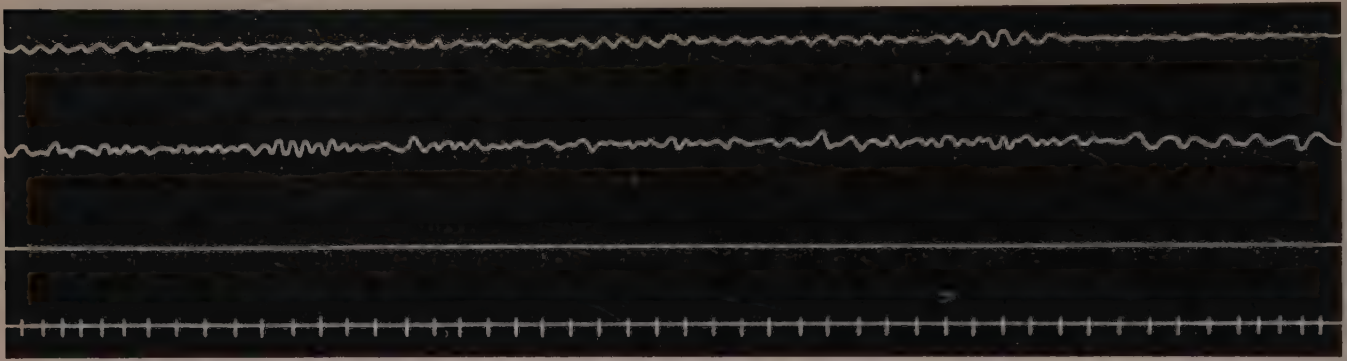


FIG. 4. — Enregistrement obtenu au moyen de l'équipement de la figure 3. Deux capteurs de vibrations étaient posés sur un plancher soumis aux vibrations d'un massicot, la ligne inférieure donne un marquage de temps, fréquence 20 par seconde, par diapason. Le film se déroule de la droite vers la gauche.

b) Équipement de mesure à accélérographe.

D'autres capteurs d'une utilisation courante sont les capteurs de type accélérographe (fig. 5) dont l'élément piézoélectrique de mesure est un sel de Seignette ce qui permet d'obtenir une sensibilité suffisante avec une masse de faible importance. Ce capteur donne directement des F. E. M. proportionnelles aux accélérations. Par double intégration électrique, on peut obtenir les vitesses et les déplacements. Les caractéristiques d'un de ces capteurs sont données sur la figure 6.

Le Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics a été amené à étudier pour certains usages des dispositifs d'enregistrement de vibrations à déclenchement automatique. Les capteurs

sont disposés à l'avance sur la construction à étudier et raccordés aux amplificateurs (fonctionnant en permanence); seul le dispositif enregistreur est à l'arrêt et se met en route lorsque le signal d'un capteur servant de référence atteint un certain niveau.

Un dispositif encore plus perfectionné a été réalisé pour l'étude des microséismes, grâce à l'utilisation d'un oscillo-perturbographe. A l'aide d'un tel dispositif on peut enregistrer sur la bande, au moyen d'un mémoire, les phénomènes s'étant produits au cours de la demie seconde précédant le déclenchement, la bande comporte aussi en fin d'enregistrement, à la place du signal donné par le capteur un signal de référence d'amplitude connue; la bande comporte en outre un marquage de temps (fig. 7 et 8).

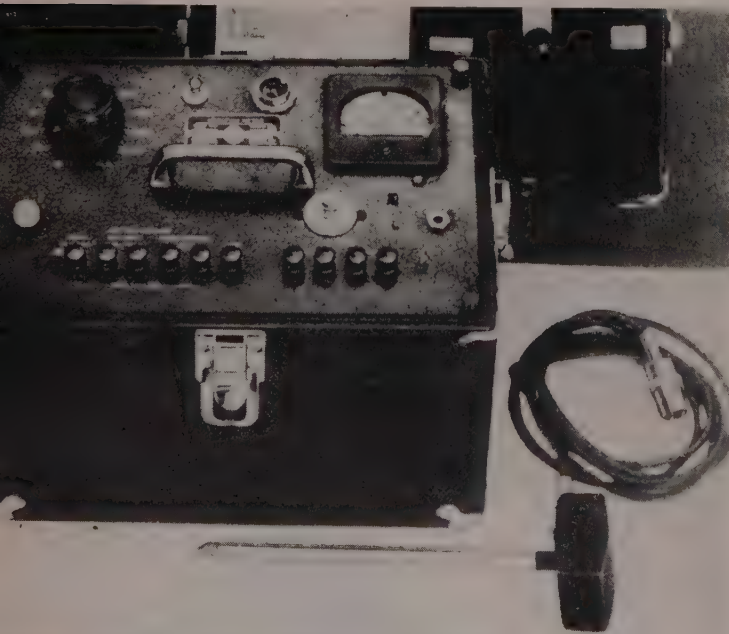


FIG. 5. — Capteur de vibration du type accélérographe et coffret de mesure (General Radio U. S. A.).

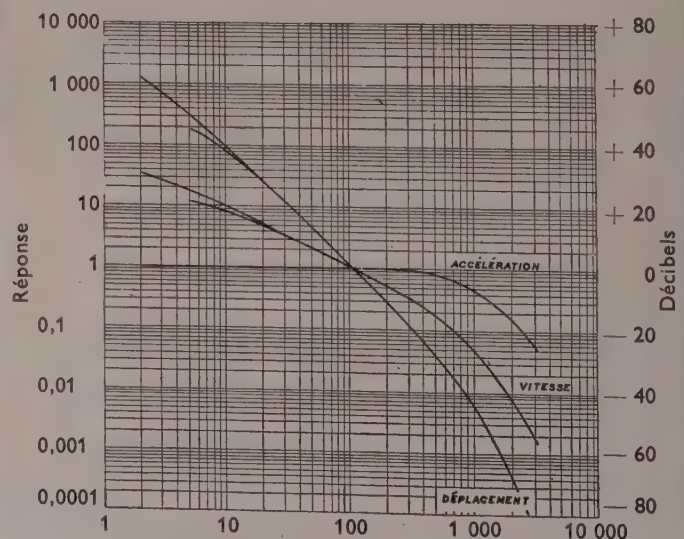


FIG. 6. — Courbes de réponse du capteur General Radio.

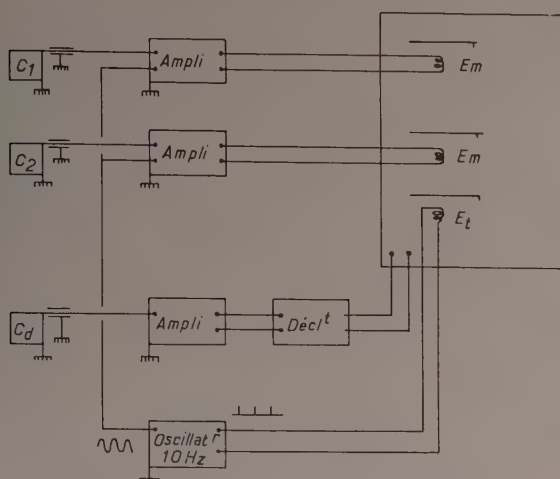


FIG. 7. — Schéma de principe de l'enregistrement de microséismes.

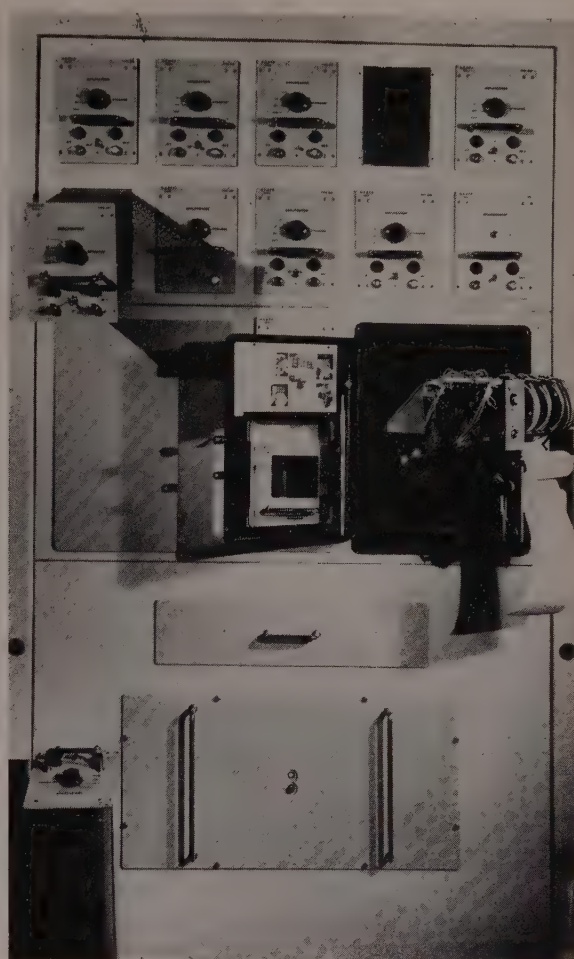


FIG. 8. — Armoire d'enregistrement.

Armoire d'enregistrement des microséismes (construction M. E. B. T. P.) ci-contre, comprenant :

- Six voies d'enregistrement avec capteurs et amplis.
- Une voie marquage de temps.
- Un dispositif d'étalonnage.
- Un marqueur de l'heure de l'enregistrement effectué au moyen d'un oscilloperturbographe (Sadir-Carpentier).

Enregistrement de vibrations produites par des pas sur le sol trace 7—.

On remarquera l'étalonnage automatique des voies en fin d'enregistrement au moyen d'une tension étalonée. Le marquage de temps sur la voie 5 au centre, au 1/10 de seconde.

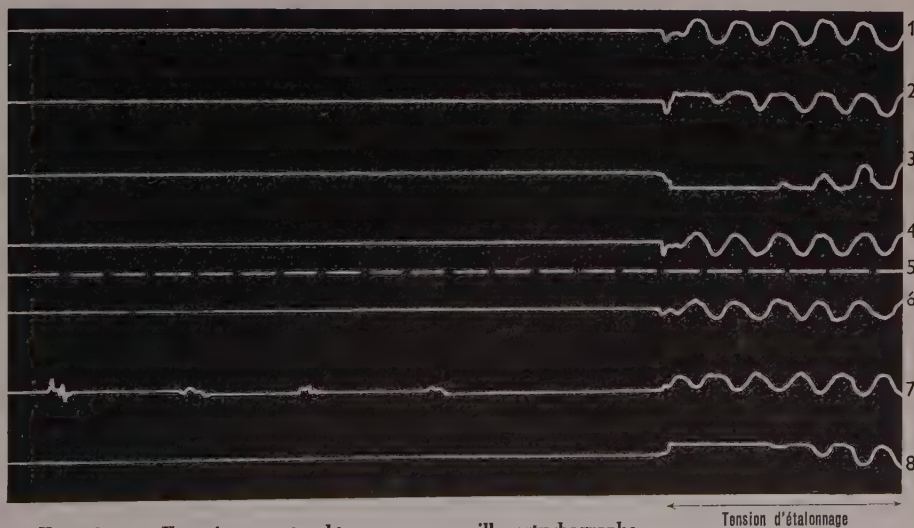


FIG. 9. — Enregistrements obtenus avec oscilloperturbographe.

PROPAGATION DES VIBRATIONS DANS LES SOLS

Ayant des capteurs de vibrations dont le fonctionnement est satisfaisant, on peut étudier comment se propagent les vibrations dans les sols.

Supposons un sol homogène et isotrope. Au fur et à mesure que l'on s'éloigne d'une source de vibrations disposée à la surface du sol, l'amplitude des vibrations décroît suivant une loi exponentielle du type (fig. 10) :

$$y = y_0 \sqrt{\frac{x_0}{x}} e^{-k \frac{(x-x_0)}{\lambda}}$$

où k est un coefficient d'absorption.

et $\lambda = \frac{V}{f}$ longueur d'onde.

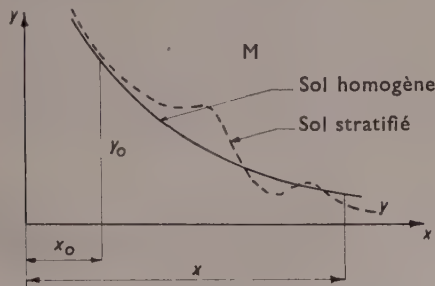


FIG. 10. — Décroissance de l'amplitude des vibrations dans le sol en fonction de la distance à la source.

Certaines expériences ont montré que dans le cas des vibrations produites par un impact (marteau pilon, massicot, etc...) la formule utilisée sans radical donnait une meilleure approximation.

La détermination de cette valeur est assez facile expérimentalement.

On portera sur le même diagramme les valeurs de x en fonction de :

$$L_n \frac{a_0}{a} \sqrt{\frac{x_0}{x}} \quad \text{ou} \quad L_n \frac{a_0}{a} \frac{x_0}{x}$$

la pente de la droite donnera la valeur de k .

La valeur de k a été déterminée par Förtsch [3] pour le cas de vibration entretenue (formule avec radical), pour toute une série de terrains; le coefficient k varie de 0,1 à 0,3 dans les terrains cohérents, terres meubles, les argiles, les marnes; de 0,4 à 0,6 pour les terrains non cohérents, sable, remblai, etc... il est de l'ordre de 0,01 à 0,1 pour les roches.

Si le sol n'est pas homogène, la propagation est perturbée; dans le cas de plusieurs couches horizontales on observe, au lieu d'une diminution exponentielle de l'amplitude de la vibration à partir de la source, des maxima d'amplitude correspondant aux points où les deux ondes se propageant dans les milieux 1 et 2 se trouvent en phase et des minima lors de l'opposition de phase (fig. 10).

Cette constatation a d'ailleurs donné lieu à une méthode d'étude des sols stratifiés dite prospection dynamique et permet de retrouver les différentes couches sans sondage [4].

FRÉQUENCE PROPRE DES SOLS

Lorsqu'une machine ou un édifice repose sur le sol il forme avec celui-ci un système oscillant dont il peut être utile de connaître la fréquence propre, ne serait-ce que pour l'éviter (fig. 11) [5].

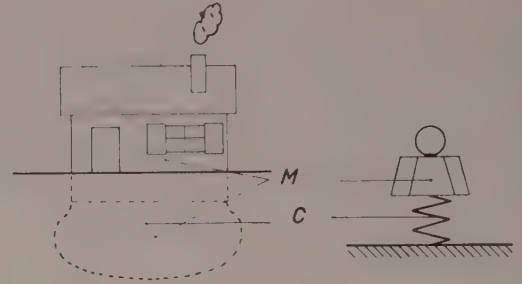


FIG. 11. — Equivalence entre un immeuble reposant sur ses fondations et un système oscillant.

Il a pu être établi deux coefficients C et D permettant le calcul de ces fréquences pour un sol donné.

— C est la force verticale susceptible de provoquer un enfoncement de 1 cm du sol.

— D est la force totale horizontale provoquant un déplacement horizontal de 1 cm du sol.

Ces coefficients peuvent être déterminés expérimentalement au moyen d'une dame vibrante et de capteurs de vibration. La fréquence propre d'un tel système est :

$$f_0 = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{C}{M}}$$

M étant la masse totale en mouvement y compris celle du sol entraînée par le mouvement (celle-ci étant en général faible par rapport à celle de la construction).

Si la surface d'appui est S , on peut définir un coefficient :

$$c = \frac{C}{S}$$

on a :

$$f_0 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{C_g}{p}}$$

où : $p = \frac{Mg}{S}$ est la pression exercée sur le sol par la construction, on tire de tout cela si l'on connaît f_0 :

$$c = \frac{4\pi^2}{g} f_0^2 p.$$

Cependant, ce coefficient c varie dans des proportions assez importantes quand la pression sur le sol et la surface d'appui de la construction varient.

Aussi lorsqu'on le détermine à partir d'essais faits au moyen d'une dame vibrante, il est nécessaire de faire varier la pression sur le sol ainsi que la surface d'appui de la machine de manière à pouvoir trouver l'asymptote des courbes fréquence-surface (fig. 12) qui donneront c pour une surface de chargement de grandes dimensions; le tableau I ci-après donne quelques résultats d'essais.

À présent que les lois de propagation et les conditions d'élasticité des sols sont connues on possède le moyen,

connaissant les caractéristiques vibratoires d'une machine (force vibrante et fréquence) d'en évaluer les effets sur son voisinage et ainsi de calculer en un point donné du sol, l'amplitude des vibrations que prendra une construction donnée (fig. 13).

Cependant il ne faudra pas s'étonner que les vibrations mesurées dans un bâtiment donné pourront dépasser la valeur calculée, en effet, cette valeur correspond au mouvement d'entraînement de la construction, chacune des parties pouvant vibrer pour son compte à des amplitudes beaucoup plus fortes si l'on se rapproche d'une

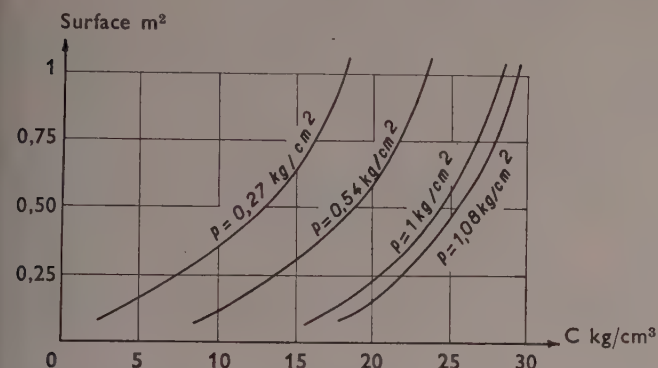


FIG. 12. — Relation entre les fréquences propres du sol et la surface de charge pour plusieurs pressions sur le sol. (Étude d'une fondation de turbine à vapeur d'après Schultze Mühs).

TABLEAU I

	PRESSION	COEFFICIENT de réaction dynamique c kg/cm ²	COEFFICIENT de réaction au cisaillement d kg/cm ²
Sable fin argileux.	0,27	4,65	4,5
	0,54	7	
	1,08	14,5	
Argile tertiaire humide.	0,27	5,5	4
	0,54	9	
	1,08	14	
Sable et gravier compactés.	0,27	13	6
	0,54	18	
	1,08	25,5	
Sable moyen.	0,5	9	3
	0,8	10	
	1	12	
Marne.	0,5	18	6
	0,8	21	
	1	25	

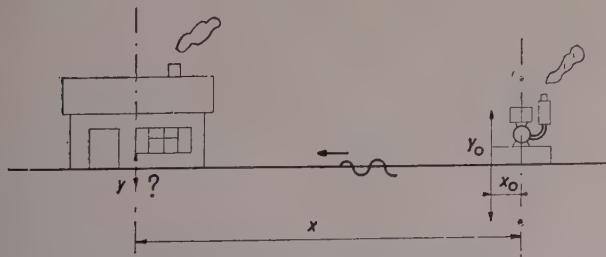


FIG. 13. — Problème général de la transmission des vibrations dans le sol.

fréquence de résonance d'un des éléments constitutifs (plancher, poutre, dalle).

On remarque souvent des amplitudes deux à cinq fois plus fortes au milieu des planchers que sur les murs et quelquefois les amplitudes sont plus grandes vers les étages supérieurs que près du sol ou dans la cave.

Les fréquences de vibration des éléments de la construction ne coïncident pas forcément avec celles de l'excitation mais au moins avec l'un de ses harmoniques si l'excitation est périodique de fréquence comprise entre 10 et 100 Hz.

Si l'excitation est due à un impact (marteau pilon), on met à la disposition de la construction une certaine énergie à chaque coup. Cette énergie fait vibrer la construction sur sa fréquence propre (maison sur sol), puis comme la vibration d'excitation a une partie transitoire, ce transitoire fait vibrer les autres éléments de la construction chacun sur sa fréquence propre. Dans ce cas il n'y a pas de relation entre les différentes fréquences mesurées en différents points de l'immeuble.

On donnera en annexe le calcul des amplitudes de vibration transmises par un marteau pilon au sol avoisinant.

ÉCHELLES D'APPRÉCIATION DES VIBRATIONS

La détection des vibrations se faisant par le sens du toucher il est possible, comme dans le cas de l'acoustique, d'établir des échelles permettant de classer les vibrations en fonction de la sensation produite.

Les vibrations dont il est traité ici à l'exclusion des bruits sont transmises à l'intérieur du corps humain par l'intermédiaire de la peau puis du squelette, l'épaisseur de peau et de chair filtre d'ailleurs les fréquences supérieures à 200 Hz qui ne sont plus ressenties de la même façon. Ces vibrations, dans certains cas, peuvent avoir des conséquences graves, dans les cas extrêmes, tels que : troubles digestifs fonctionnels, troubles de la statique rachidienne, malaises, vomissements, etc... [6].

De nombreux auteurs se sont appliqués à chercher une échelle capable de rendre compte de ces phénomènes.

La solution la plus simple est celle donnée par la Norme allemande DIN 4150 qui propose une évaluation des vibrations, suivant une échelle logarithmique, à partir d'un seuil de perceptibilité [7].

Ce seuil a été choisi comme étant la valeur de vitesse :

$$v_0 = 0,0446 \text{ cm/s,}$$

ou en valeur efficace : $\frac{v_0}{\sqrt{2}} = v_0 \text{ eff.} = 0,0316 \text{ cm/s.}$

Les autres échelons sont déterminés par :

$$P = 10 \log \left(\frac{v}{v_0} \right)^2 = 20 \log \frac{v}{v_0}$$

ce qui donne une notation analogue aux décibels utilisés par les acousticiens.

On admet que :

$0 < P < 5$	—	les vibrations sont à peine perceptibles.
$5 < P < 10$	—	— bien perceptibles
$10 < P < 20$	—	— fortement perceptibles (fatigant)
$20 < P < 30$	—	— insupportables.
$P < 50$	—	— dangereuses.

Cette échelle peut être considérée comme valable de 10 à 100 Hz.

Les remarques suivantes peuvent être faites :

L'échelon 20 représente la limite supérieure où une vibration non permanente peut être supportable; lorsqu'elle est durable, cette limite peut être abaissée à l'échelon 5.

Cette échelle représente la moyenne de nombreuses observations. Des conditions d'ambiance peuvent modifier ces appréciations. On admet des vibrations beaucoup plus importantes dans un milieu bruyant et agité. Dans le grand calme on peut percevoir des vibrations au-dessous du seuil 0. De même, entre divers sujets il peut y avoir des différences considérables d'appréciation entre l'hypernerveux et le sujet moyen. Le même sujet, suivant son état de nervosité, de fatigue, pourra être lui-même plus ou moins sensible.

Ces résultats ont été déduits d'essais et d'enquêtes exécutés en 1932 et en 1937 par ZELLER et MEISTER, la norme DIN datant de juillet 1939.

Ces auteurs ont d'ailleurs remarqué que cette échelle donnait des résultats erronés pour les fréquences inférieures à 10 Hz.

Ces expériences ont été reprises plus récemment par GOLDMAN [8] qui donne les courbes de la figure 14. Celles-ci concordent assez bien avec les observations précédentes, sauf comme prévu pour les fréquences inférieures à 10 Hz.

On a aussi représenté sur le même diagramme la limite de confort établie par les constructeurs américains d'automobiles [9]; on voit que cette courbe traverse la zone où les vibrations sont cotées fortement perceptibles. Cependant, dans ce cas où le sujet n'est plus sur la terre ferme, et où son attention est attirée à l'extérieur, il est beaucoup plus tolérant.

EFFET DES VIBRATIONS SUR LES CONSTRUCTIONS

Le problème est très différent du précédent car si les êtres humains sont à peu près tous construits sur le même modèle, il en va tout autrement des bâtiments. Aussi, dans ce dernier cas, ne peut-on donner que des règles très générales et tout à fait empiriques.

Depuis l'Antiquité on a pu classer les séismes en fonction de leur caractère destructeur et au début du siècle on a créé l'échelle dite de Cancani pour apprécier la sévérité d'un séisme. Elle donne un numéro allant de I à XII aux séismes en fonction de leur accélération (voir le tableau II). Cette échelle allant du séisme imperceptible jusqu'à la grande catastrophe a l'avantage d'être simple et facile à retrouver. Elle n'est pas valable pour des fréquences supérieures à 2,5 Hz.

ZELLER [5] a cherché à faire une échelle du même genre, applicable aux vibrations d'origine industrielle, on s'aperçoit en effet que l'échelle de Cancani prolongée dans la zone des vibrations (10 à 100 Hz) donne des valeurs

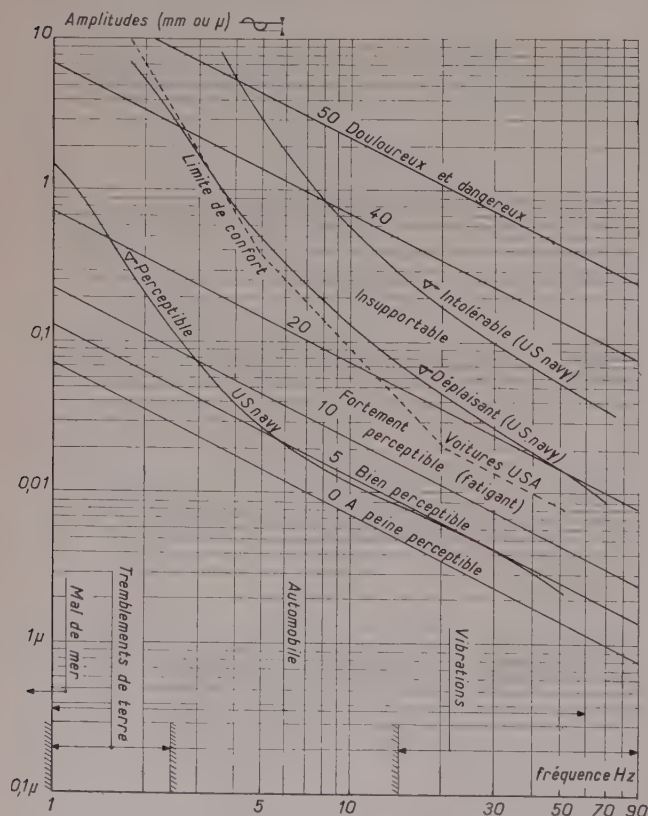


FIG. 14. — Courbes d'égale sensation de vibration d'après DIN 4150 Goldman et Janeway.

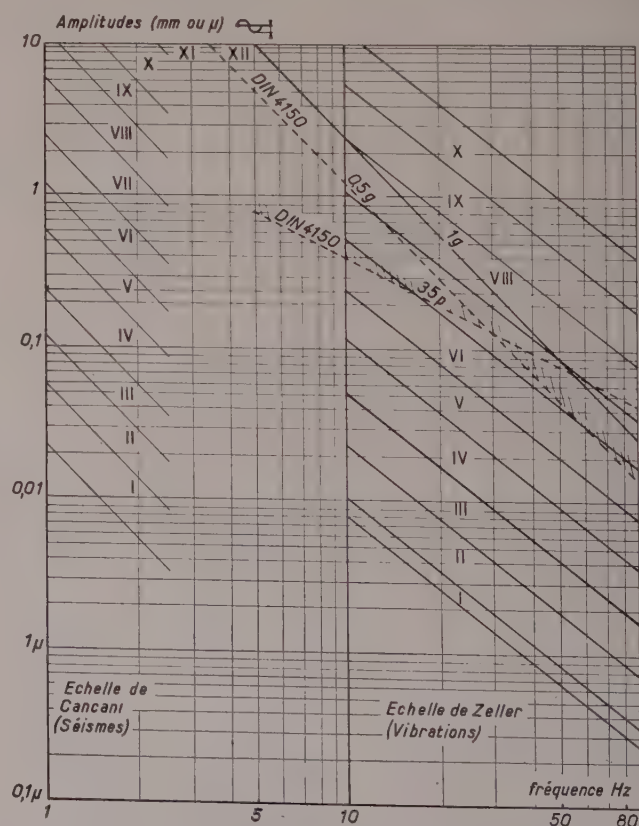


FIG. 15. — Courbes d'égale dommage applicables aux bâtiments d'après Cancani, Zeller et DIN 4150.

TABLEAU II
Échelle de CANCANI et de ZELLER

N° D'ORDRE	ACCÉLÉRATION γ en mm/s ²	FACTEUR d'ébranlement $\frac{\gamma^2}{f}$ $\frac{\text{cm}^2}{\text{s}^2}$	QUALIFICATION du phénomène
I	1	1	Imperceptible.
II	2,5	2	Très léger.
III	5	10	Léger.
IV	10	50	Mesurable (petites fissures, dédoublement des enduits.)
V	25	250	Assez fort.
VI	50	1 000	Fort (début de la zone dangereuse).
VII	100	5 000	Très fort (fissures graves).
VIII	250	20 000	Destructeur.
IX	500	100 000	Dévastateur.
X	1 000	500 000	Anéantissement.
XI	2 500	2 500 000	Catastrophique.
XII	5 000	10 000 000	Très catastrophique.
Échelle utilisable entre	0,2 et 2 Hz	10 et 100 Hz	

correspondantes à l'échelon VII (très fort) pour 1 μ à 50 Hz qui correspond à peine au seuil de perception.

ZELLER a été obligé de recourir à une valeur nommée facteur d'ébranlement égal au rapport du carré de l'accélération par la fréquence, représenté sur la figure 15.

Chaque valeur correspond à un chiffre qui a approximativement la signification de celui de l'échelle de Cancani.

A partir de l'échelon IV on peut observer les premiers dégâts, fissures et décollement des enduits, des dégâts plus importants commencent aux échelons VII et VIII.

La norme DIN 4 150 donne pour limite inférieure de la zone de dégâts, l'échelon 35 d'une part ou une accélération maximum égale à la moitié de la pesanteur (g/2).

Il est assez remarquable que si les humains sont très sensibles à des vibrations de faible amplitude, on apprécie très bien une amplitude de l'ordre du micron à la fréquence 50 Hz, les constructions ne commencent à présenter des traces visibles de fatigue que pour des amplitudes environ dix fois plus fortes.

Cependant ces échelles n'ont pas de bien grande valeur et il est nécessaire de tenir compte d'une manière plus précise du type de construction et des matériaux si l'on veut éclairer le problème. Soit, par exemple, un plancher en béton armé de 4 \times 5 m composé de poutres et de bardeaux tels qu'ils sont actuellement construits. Ces planchers peuvent supporter des charges de 200 à 300 kg/m² et sous ces charges prennent des flèches de l'ordre de 0,2 — 0,3 mm. On aura la sensation d'une forte vibration pour une amplitude de 0,005 mm à $f = 20$ Hz, bien que cette vibration soit équivalente à une charge de $\pm 2,5$ % de la charge totale. Cependant, le potage tremblera dans les assiettes, les verres se choqueront dans le buffet et les pendeloques du lustre en cristal s'entrechoqueront tout particulièrement si la vibration est due à un choc et possède une composante horizontale.

Pour cet exemple, le supplément de contrainte apporté au plancher étant minime il n'a pas d'influence sur la sécurité et l'allongement supplémentaire demandé au plafond, ne provoquera pas la fissuration du plâtre ou de l'enduit. La limitation réglementaire de la flèche des planchers au 1/500 ou au 1/1000 de la portée est d'ailleurs bien loin d'être atteinte.

On peut être renseigné directement sur le supplément des contraintes dues aux vibrations en posant des extensomètres dynamiques sur les constructions, cette opération est facile et montre que bien souvent les contraintes dues aux vibrations ne représentent qu'une fraction faible de celles dues aux charges permanentes supportables par la construction. Un document d'origine allemande [10] donne les résultats figurant au tableau III permettant de mieux situer l'importance des dégâts en fonction des caractéristiques de la vibration.

On voit d'après ces résultats que les différents cas examinés se rangent assez bien sur les échelles DIN ou de Zeller. Dans ces exemples il s'agit de vibrations appliquées de façon non continues, il est probable que ces chiffres seraient à diminuer dans le cas d'une vibration entretenue en permanence.

TABLEAU III

AMPLITUDE mm	ACCÉLÉRATION mm/s	FRÉQUENCE Hz	DÉGATS	ORIGINE des vibrations	ÉCHELLE DIN	ÉCHELON Zeller
0,21	3 650	21	Fissures dans les murs de refend, fissure au-dessus des linteaux maçonnerie.	—	35	VII
0,13	2 270	17	Fissures dans la maçonnerie extérieure.	Tirs de mine.	30	VI
0,06	3 850	40	Fissures continues dans mur de briques.	Cisaille.	30	VI
0,27	1 080	106	Désagrégation d'un plancher rempli en béton de scories.	Métall. machines.	30	V, VI
0,033	1 100	29	Fissures au-dessus d'un linteau, cloison légère.	Tirs de mine.	23	V
0,1	800	14	Descellement de fenêtres, fissures dans le plâtre.	—	26	V

ISOLATION ANTIVIBRATOIRE

Le but recherché par l'isolation antivibratoire est de faire disparaître les vibrations gênantes en les rendant nettement inférieures au seuil de perception pour les locaux d'habitation, et en les rendant supportables pour les locaux industriels.

Dans certains cas des machines ou des instruments de précision demandent à être tout particulièrement isolés des vibrations pour fonctionner correctement, il est alors nécessaire et souvent suffisant d'isoler l'appareil lui-même.

Trois méthodes sont donc possibles, la suppression des vibrations par la modification où l'équilibrage des machines, l'isolation des machines vibrantes à la source et l'isolation de l'appareil ou du local perturbé par les vibrations.

Les méthodes d'isolation à la source, mises en œuvre se divisent en deux groupes :

a) *Assise souple*. — On pose l'appareil générateur de vibrations sur un massif de béton lui-même monté sur une suspension élastique, (ressorts métalliques, caoutchouc, liège, etc...). L'ensemble doit avoir une fréquence de résonance deux fois et demie plus faible que celle de l'excitation. De plus, il est nécessaire de prévoir des dispositifs amortisseurs en vue de limiter les amplitudes du massif de fondation au passage de la résonance, lors de la mise en route de la machine.

Certains appareils sont suffisamment pesants pour pouvoir se passer d'un massif de fondation, en particulier les moteurs à explosion tournant à 1 500 ou 3 000 tr/mn que l'on peut très facilement isoler au moyen de blocs de caoutchouc comme sur les voitures. Cependant, ceci est tout une technique complexe qui possède ses spécialistes [11].

b) *Assise dure*. — Si la machine peut être solidarisée avec une masse très importante (fondation reposant sur un massif rocheux), l'ensemble formera un système oscillant de fréquence élevée, les amplitudes de la machine seront très faibles, mais l'énergie vibratoire transmise au massif rocheux sera très grande et se propagera fort bien grâce au faible coefficient d'amortissement du rocher.

Le procédé de l'assise souple est utilisable dans des conditions identiques pour l'isolation des machines ou des locaux devant être isolés des vibrations.

CONCLUSIONS

Il est possible grâce à un certain nombre de mesures de déterminer dans beaucoup de cas pour une disposition donnée de construction, par le calcul et la mesure, l'amplitude des vibrations pouvant s'y produire sous l'effet d'une excitation vibratoire bien définie.

Une fois ces caractéristiques établies, il est possible de savoir si elle est tolérable ou intolérable suivant le type d'occupation du local.

Si les bâtiments sont déjà construits, il est souvent possible, soit d'isoler la source des vibrations, soit d'isoler les appareils hypersensibles aux vibrations, tels que : balances de précision, galvanomètres, microscopes, etc..

Il faut cependant retenir qu'un bâtiment ne commence vraiment à souffrir des vibrations que lorsque les observateurs sont eux-mêmes sérieusement incommodés par les vibrations, aussi, avant d'accuser les vibrations d'être à l'origine de fissures ou de dégâts, il est préférable d'étudier les autres causes possibles et en particulier le comportement statique du sol et des fondations de l'immeuble.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Wave form Analysis. — Manley, Chapmann and Hall Londres.
- [2] Handbook of Noise Measurement and Measurement of vibration (édité par General Radio Cy. — Cambridge Mass. U. S. A.).
- [3] Förtsch. Abteilung des von Frequenz unabhängigen Absorptions koeffizienten aus Maschinenschwingungen. — (Z. Geophys. Bd 16. — 1940 S. 57).
- [4] De nombreux articles ont été publiés de 1933 à 1940 par le DEGEBO — on trouvera les principes de la méthode dans (5) — Bodenuntersuchungen für Ingenieurbauten par Schultze Muhs.
- [5] Encyclopédie Médico-chirurgicale 16 518 A 10 — H. Desoilles et E. Fournier.
- [6] DIN 4 150. Erschütterungschutz im Bauwesen 1939.
- [7] Goldman D. E. A. review of subjective Responses to vibratory Motion of the Human Body in the Frequency range 1 to 70 cycles per Second Report 1. Naval Medical Research Institute, March 16, 1948.
- [8] JANEWAY R. N. — Vertical vibration limited for passenger comfort in Ride and vibration data. Society of Automotive Engineers S. P. 6.
- [9] Ermittlung der Wirking von Bauwerkschwingungen par H. W. Koch Z. V. D. I. — Vol. 95. N° 21. 21 juillet 1953.
- [10] A. TENOT. — Mesure des vibrations et isolation des assises de machines.
- [11]

ANNEXE I

THÉORIE GÉNÉRALE DU CAPTEUR A MASSE SISMIQUE

Les capteurs de vibration se composent essentiellement d'un boîtier contenant une masse suspendue par des ressorts, le mouvement de la masse étant amorti par des dispositifs convenables.

Une théorie simplifiée du capteur à masse sismique est la suivante : lorsque le capteur est attaqué par une vibration de fréquence nettement supérieure à la fréquence de résonance, celle-ci reste pratiquement fixée dans l'espace. Il suffit donc de mesurer les déplacements de la masse par rapport au boîtier pour avoir une mesure correcte de l'amplitude de la vibration.

Cette théorie se vérifie assez facilement et il est même possible de calculer la réponse mécanique d'un tel système à différents mouvements non sinusoïdaux et même non périodiques.

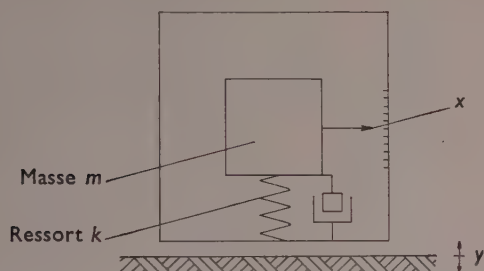


FIG. 16. — Schéma du capteur à masse sismique.

Considérons le sismographe de la figure, de masse m , le ressort ayant une raideur K , l'amortissement étant égal à A .

Si on isole la masse m dans l'espace, le déplacement du boîtier est y , celui de la masse par rapport au boîtier x , elle est soumise aux efforts suivants :

— la force d'inertie : $m \left[\frac{d^2 y}{dt^2} + \frac{d^2 x}{dt^2} \right]$

le mouvement étant supposé translation rectiligne, les accélérations se composent comme les vitesses :

— la force d'amortissement visqueux : $\frac{A dx}{dt}$

— la réaction du ressort Kx

en écrivant l'équilibre en prenant comme sens positif la vitesse, on a :

$$m \frac{d^2 x}{dt^2} + m \frac{d^2 y}{dt^2} + \frac{A dx}{dt} + Kx = 0$$

$$x'' + \frac{A}{m} x' + \frac{K}{m} x = -y''$$

si l'on pose :

$$\sqrt{\frac{K}{m}} = \omega_0 \quad \text{et} \quad \gamma = \frac{A}{2\omega_0 m}$$

on a :

$$x'' + 2\gamma\omega_0 x' + \omega_0^2 x = -y''$$

Supposons le système à l'équilibre au temps : $t = 0$ et appliquons une excitation $y = y(t)$ au système et prenons la transformée de Laplace des deux membres :

$$(p^2 + 2\gamma\omega_0 p + \omega_0^2) L[x(t)] = L[y''(t)]$$

$$(p^2 + 2\gamma\omega_0 p + \omega_0^2) X(p) = L[y''(t)]$$

$$X(p) = \frac{L[y''(t)]}{p^2 + 2\gamma\omega_0 p + \omega_0^2}$$

qui constitue la solution symbolique du problème :

$$L[y''(t)] \text{ peut s'écrire } p^2 \gamma(p)$$

$$X(p) = \frac{-p^2 \gamma(p)}{p^2 + 2\gamma\omega_0 p + \omega_0^2}$$

Le sismographe est soumis à une perturbation brusque au temps $t = 0$

$$y(t) = 0 \quad \text{pour } t < 0$$

$$y(t) = y_0 \quad \text{pour } t > 0.$$

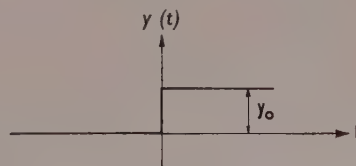


FIG. 17. — Fonction unité.

La transformée $\gamma(p)$ de la fonction créneau ou fonction unité est :

$$\frac{1}{p}$$

d'où

$$\gamma(p) = y_0 \frac{1}{p}$$

la relation en p devient :

$$X(p) = \frac{y_0 p}{p^2 + 2\gamma\omega_0 p + \omega_0^2}$$

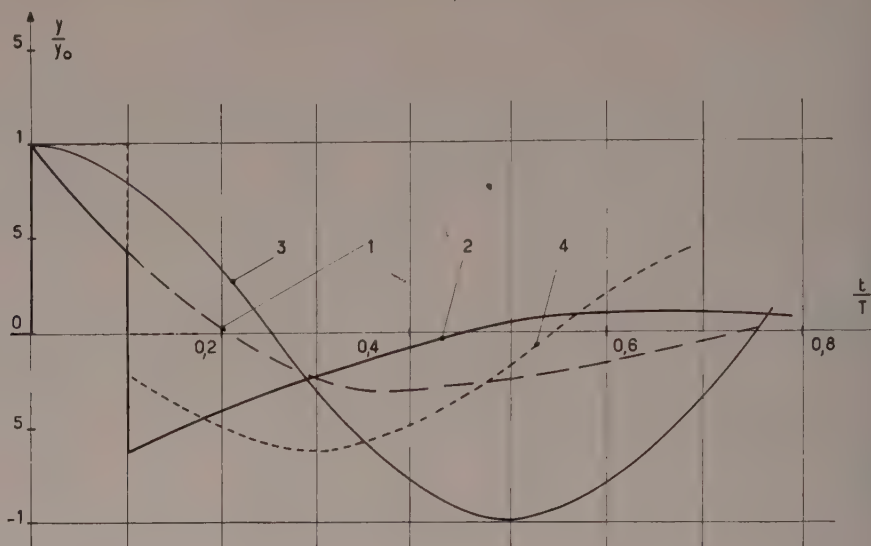
qui donne $x(t)$ par la transformation inverse (voir tables *)

$$x(t) = y_0 e^{-\gamma\omega_0 t} \left[\cos(\omega_0 \sqrt{1-\gamma^2}) t - \frac{\gamma}{\sqrt{1-\gamma^2}} \sin(\omega_0 \sqrt{1-\gamma^2}) t \right]$$

* Théorie des circuits impulsionnels H. BORG (Collection du C. N. E. T. 1953).

FIG. 18. — Réponse d'un capteur à masse sismique à un déplacement brusque (fig. 2) avec un amortissement $\gamma = 0,5$.

Courbe 1 : Réponse à la fonction unité.
 Courbe 2 : Réponse à un créneau de durée $0,1 T_0$ avec un amortissement $\gamma = 0$.
 Courbe 3 : Réponse à la fonction unité.
 Courbe 4 : Réponse à un créneau de durée $0,1 T_0$.



1° Si $\gamma = 0,5$ cas des sismographes et des capteurs de vibration courants (en particulier du capteur Philips GM. 5. 520) (fig. 18).

$$x(t) = 1,15 y e^{-0,5 \omega_0 t} \sin \left(0,865 \omega_0 t - \frac{\pi}{3} \right).$$

2° Si $\gamma = 0$ ou si l'amortissement est faible l'équation devient :

$$\gamma = 0 \quad x(t) = y_0 \cos \omega_0 t$$

$$\gamma \text{ petit } x(t) = y_0 \cos \omega_0 t \times e^{-\gamma \omega_0 t}.$$

3° Le sismographe est soumis à un mouvement uniforme au temps :

$$t = 0$$

$$y(t) = 0 \quad t < 0$$

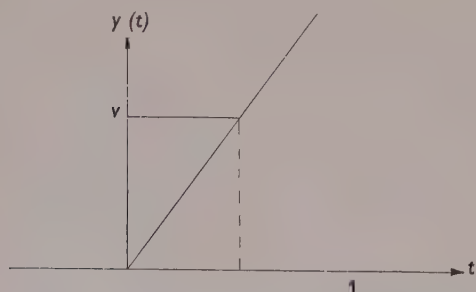
$$y(t) = vt \quad t > 0$$

la transformée est alors $\gamma(p) = \frac{v}{p^2}$

$$X(p) = \frac{v}{p^2 + 2\gamma\omega_0 p + \omega_0^2}$$

la fonction $x(t)$ correspondante est :

$$x(t) = \frac{v}{\omega_0 \sqrt{1 - \gamma^2}} e^{-\gamma \omega_0 t} \sin \omega_0 \sqrt{1 - \gamma^2} t$$


 FIG. 19. — Fonction $x = vt$ commençant à $t = 0$.

avec $\gamma = 0,5$

$$x(t) = 1,15 \frac{v}{\omega_0} e^{-0,5 \omega_0 t} \sin 0,865 \omega_0 t$$

avec γ petit

$$x(t) = \frac{v}{\omega_0} e^{-\gamma \omega_0 t} \sin \omega_0 t.$$

4° Le sismographe est soumis à un mouvement uniformément accéléré à partir de : $t = 0$: (échelon d'accélération)

$$y(t) = 0 \quad t < 0$$

$$y(t) = \frac{1}{2} \Gamma t^2 \quad t > 0$$

la transformée $\gamma(p) = \frac{\Gamma}{p^3}$

la solution en p est :

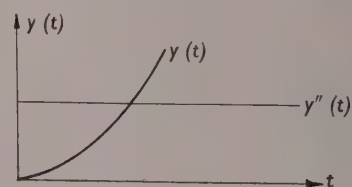
$$X(p) = \frac{\Gamma}{p(p^2 + 2\gamma\omega_0 p + \omega_0^2)}$$

la solution $x(t)$:

$$x(t) = \frac{\Gamma}{\omega_0^2} \left[e^{-\gamma \omega_0 t} \left(\cos \omega_0 \sqrt{1 - \gamma^2} t + \frac{\gamma}{\sqrt{1 - \gamma^2}} \sin \omega_0 \sqrt{1 - \gamma^2} t \right) + 1 \right]$$

si $\gamma = 0,5$

$$x(t) = \frac{\Gamma}{\omega_0^2} [e^{-0,5 \omega_0 t} (\cos 0,865 \omega_0 t + 0,58 \sin 0,865 \omega_0 t) + 1]$$


 FIG. 20. — Mouvement uniformément accéléré commençant au temps $t = 0$.

si γ petit

$$x(t) = \frac{\Gamma}{\omega_0^2} (e^{-\gamma\omega_0 t} \cos \omega_0 t + 1)$$

dans ce cas la valeur moyenne de la fonction est proportionnelle à l'accélération et un tel dispositif peut fonctionner à la rigueur pour mesurer des accélérations.

5° Le sismographe est soumis à un mouvement sinusoïdal à partir du temps : $t = 0$:

$$y(t) = 0 \quad t < 0$$

$$y(t) = y_0 \sin \omega t \quad t > 0$$

la transformée est $\gamma(p) = \frac{\omega y_0}{p^2 + \omega^2}$.

La solution symbolique du problème est :

$$X(p) = \frac{\omega y_0 p^2}{(p^2 + \omega^2)(p^2 + 2\gamma\omega p + \omega_0^2)}$$

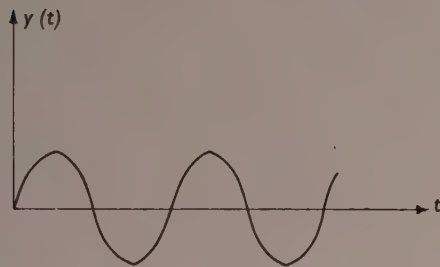


FIG. 21. — Fonction sinusoïdale commençant à $t = 0$.

La transformée inverse peut être obtenue en décomposant l'expression en une somme de deux fractions, l'une en $(p^2 + \omega^2)$ l'autre en $(p^2 + 2\gamma\omega_0 p + \omega_0^2)$. Cette opération est faite par identification.

Le terme en $p^2 + \omega^2$ donne l'amplitude de la sinusoïde en régime permanent :

$$\frac{f^2 y_0 \sin(\omega t - \varphi_1)}{\sqrt{(1 - f^2)^2 + 4\gamma^2 f^2}}$$

avec $f = \frac{\omega}{\omega_0}$ et $\varphi_1 = \frac{2\gamma f}{f^2 - 1}$

le terme en $p^2 + 2\gamma\omega_0 p + \omega_0^2$ représente la mise en régime ou la partie transitoire du signal, il est de la forme :

$$\frac{y_0}{\omega_0 (1 - \gamma^2) \sqrt{(1 - f^2)^2 + 4\gamma^2 f^2}} e^{-\gamma\omega_0 t} \sin(\omega_0 \sqrt{1 - \gamma^2} t - \varphi_2)$$

avec $\operatorname{tg} \varphi_2 = \frac{1 - f^2 + 2\gamma^2 f^2}{2\gamma f^2 \sqrt{1 - \gamma^2}}$

si on prend γ petit et " f " grand, on a :

$$x(t) \cong y_0 \sin \omega t + \frac{y_0}{\omega_0^2} e^{-\gamma\omega_0 t} \cos \omega_0 t$$

on voit qu'un tel capteur de vibrations reproduira correctement le signal sinusoïdal d'origine après un certain temps de mise en régime dépendant principalement de la valeur de $\gamma\omega_0$, la perturbation étant d'ailleurs d'autant plus réduite que la fréquence de la vibration est grande.

Si, en prenant un amortissement $\gamma = 0,5$ et f grand, on a :

$$x(t) = y_0 \sin \omega t - \frac{y_0}{0,75} e^{-0,5 \omega_0 t} \cos \omega_0 t$$

on voit que les termes ont peu changé et que l'amortissement est plus rapide, la perturbation à l'origine étant réduite à 10 % après un temps un peu inférieur à la période T_0 du sismographe, d'autre part elle diminue rapidement quand ω croît.

Si on se place de telle manière que l'amortissement soit faible et que la fréquence de l'équipage soit grande par rapport aux fréquences à mesurer, la solution devient pour $\gamma \ll 1$ et $f \ll 1$.

$$x(t) = \frac{y_0^2 \omega^2}{\omega_0^2} \sin \omega t + \frac{y_0}{\omega_0^2} e^{-\gamma\omega_0 t} \cos \omega_0 t$$

on voit dans ce cas que le déplacement du sismographe est proportionnel à $y_0 \omega^2 - \sin \omega t$ qui est l'accélération du mouvement et dans ce cas il peut servir d'accélérographe.

La théorie élémentaire du sismographe ne donne que les termes du régime permanent pour un mouvement :

$$y = y_0 \sin \omega t$$

si, en prenant les mêmes éléments pour le calcul on obtient facilement les solutions sinusoïdales de l'équation par identification :

$$x'' + 2\gamma\omega_0 x' + \omega_0^2 x = \omega^2 y_0 \sin \omega t$$

la solution est de la forme :

$$x = x_0 \sin(\omega t + \varphi)$$

avec

$$\varphi = \frac{2\gamma\omega_0 \omega}{\omega_0^2 - \omega^2} = \frac{2\gamma f}{1 - f^2}$$

et

$$x_0 = \frac{f^2 \omega_0^2 y_0}{\omega_0^2 \sqrt{(1 - f^2)^2 + (2\gamma^2 f^2)^2}}$$

$$Z = \omega_0^2 \sqrt{(1 - f^2)^2 + (2\gamma^2 f^2)^2}$$

étant donné par analogie impédance mécanique du dispositif. On peut tracer les courbes donnant l'amplitude et le déphasage dans des conditions d'amortissement déterminées (fig. 22, 23 et 24).

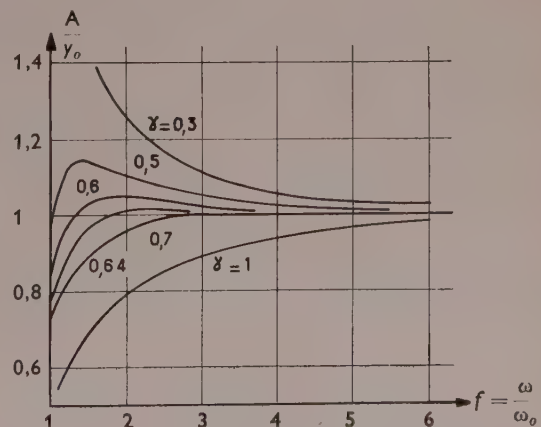


FIG. 22. — Réponse d'un capteur sismique à un mouvement sinusoïdal entrete nu :

$$\frac{A}{y_0} = \frac{f^2}{\sqrt{(1 - f^2)^2 + 2(\gamma^2 f^2)^2}}$$

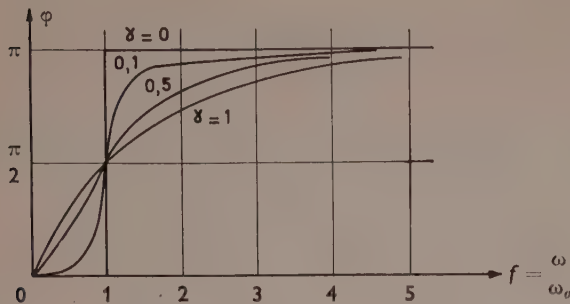


FIG. 23. — Déphasage introduit par un capteur sismique.

$$\varphi = \frac{2\gamma f}{1-f^2}$$

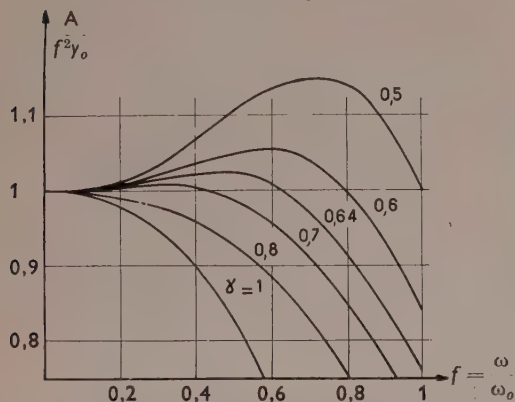


FIG. 24. — Réponse d'un accélérographe à une accélération de forme sinusoïdale entretenue.

On voit sur ces courbes que pour des capteurs ayant un amortissement tel que $0,5 < \gamma < 0,7$ les mesures d'amplitude en régime permanent sont correctes à 10 % près, dès que la fréquence de vibration est de l'ordre de la résonance du capteur; pour les mesures de phase correctes à 10 % il est nécessaire que la fréquence de la vibration soit trois fois supérieure à celle du capteur. Ceci a une grande importance dans le cas où la vibration possède plusieurs harmoniques, le retard de phase de ces harmoniques dans le signal pouvant être assez différent de l'original si la fondamentale est basse et du même ordre de grandeur que la fréquence propre du capteur. D'autre part, le capteur de $\gamma = 0,64$ a les meilleures qualités au point de vue réponse, tant au point de vue déplacements qu'accélération.

Tout ceci montre que les capteurs à masse sismique donnent de précieuses indications sur les vibrations, mais que les enregistrements de ces appareils doivent être interprétés avec la plus grande prudence. En effet, tout effet transitoire introduit dans le signal de sortie des fonctions sinusoïdales à la fréquence propre du capteur, fréquence absente de la vibration d'origine, et d'autre part, les déphasages entre les différents harmoniques de la vibration sont plus ou moins bien conservés.

D'autre part, le contact des capteurs avec la pièce vibrante amène des résonances parasites. Le capteur Philips GM. 5. 520 appliqué au moyen de différents accessoires sur les structures donne des résonances de contact variant de 900 Hz à 3 000 Hz.

Les erreurs introduites par la résonance de contact sont d'après la notice du constructeur de 10 % pour une fréquence égale au tiers de la résonance de contact et se réduisent à 1 % pour le 1/10.

ANNEXE II

EXEMPLE PRATIQUE D'APPLICATION. — ÉTUDE DU COMPORTEMENT D'UNE FONDATION POUR UN MARTEAU PILON

Schématisons la fondation sous la forme d'un massif en béton supportant le pilon, ledit massif étant lui-même supporté par des ressorts ou posé sur un matériau élastique.

Les efforts dynamiques appliqués par la masse frappante du pilon sont difficiles à définir; cependant grâce à une notion classique en électricité, il est possible de caractériser la puissance de frappe d'un pilon.

Celle-ci est caractérisée par la variation de la quantité de mouvement au cours du choc, l'équation d'équilibre du système s'écrit :

$$d \frac{(mV)}{dt} = F$$

ou, si l'on suppose F constant pendant le temps t :

$$mV = Ft.$$

Le temps t étant toujours très court et dépendant essentiellement des propriétés du matériau forgé F peut devenir très grand.

La fonction représentant la variation de l'effort F au cours du temps et connue des électriciens sous le nom de fonction impulsion ou de Dirac $f(t)$ est définie comme suit :

$$\int_0^\infty [f(t) dt] = 1 \text{ pour } t > 0$$

étant la durée de l'impulsion.

Sa transformée de Laplace :

$$L[f(t)] = 1.$$

Écrivons l'équation du mouvement du massif de béton, on a :

$$M \frac{d^2x}{dt^2} + A \frac{dx}{dt} + Kx = f(t).$$

M masse du béton + marteau pilon.

x déplacement du massif par rapport au sol.

$$\text{ou : } x + \frac{A}{M} \dot{x} + \frac{K}{M} x = \frac{f}{M}(t)$$

en posant : $\sqrt{\frac{K}{M}} = \omega_0$
 fréquence propre de l'ensemble du massif + pilon
 et $\gamma = \frac{A}{2\omega_0 M}$
 coefficient d'amortissement

on a : $x'' + 2\gamma\omega_0 x' + \omega_0^2 x = \frac{f(t)}{M}$

Prenons la transformée de Laplace des deux nombres :

$$(p^2 + 2\gamma\omega_0 p + \omega_0^2) L[x(t)] = \frac{F}{M} L[f(t)]$$

limite de $\int_0^\infty f(t) dt = mV$

pour $\varepsilon \rightarrow 0$

on a : $L[f(t)] = mV$

$$X(p) = \frac{mV}{M(p^2 + 2\gamma\omega_0 p + \omega_0^2)}$$

les tables donnent la transformée inverse de la fonction sous la forme :

$$x(t) = \frac{mV}{M} x \frac{1}{\omega_0 \sqrt{1 - \gamma^2}} e^{-\gamma\omega_0 t} \sin \omega_0 \sqrt{1 - \gamma^2} t$$

si nous supposons M, amortissement faible, on trouve la solution :

$$x(t) = \frac{mV}{M\omega_0} e^{-\gamma\omega_0 t} \sin \omega_0 t$$

où l'on voit que l'amplitude initiale du mouvement est égale à :

$$\frac{mV}{M\omega_0}$$

d'où l'on peut déduire que l'amplitude du mouvement du massif est proportionnelle au rapport de la masse frappante au massif de béton et inversement proportionnelle à la fréquence propre de l'ensemble.

On voit ainsi, que pour réduire les amplitudes on est conduit à avoir le massif le plus lourd possible. L'effort transmis à la fondation est égal à :

$$Kx = \frac{KmV}{M\omega_0} e^{-\gamma\omega_0 t} \sin \omega_0 t$$

après simplification on obtient :

$$Kx(t) = \omega_0 mV e^{-\gamma\omega_0 t} \sin \omega_0 t$$

On voit que l'effort périodique transmis au sol sera proportionnel à la fréquence propre du dispositif antivibratoire.

Si nous prenons un exemple donné dans l'ouvrage *Mesure des vibrations et isolation des assises de machine* par A. TENOT de mesures sur un marteau pilon :

masse frappante de 350 kg
 massif + pilon 46 700 kg

fréquence propre du système isolé 9 Hz environ. Si on suppose une vitesse de 4 m/s à la masse frappante au moment de l'impact on calcule par la formule une amplitude de déplacement de 560 μ .

Les mesures ont donné des amplitudes du massif de l'ordre de 700. L'effort dynamique transmis au cuvelage sera de :

$$2\pi \times 9 \times 350 \times 4 = 8\,000 \text{ kg}$$

répartis sur une surface de sol de 20 m².

La fréquence propre mesurée au moyen de capteurs est de 47 Hz pour le cuvelage reposant sur le sol.

Connaissant le poids du cuvelage 69 t, on peut en déduire K

$$K = 620 \times 10^6 \text{ kg/m.}$$

On obtient ainsi une amplitude de :

$$\frac{6 \times 8\,000}{620 \times 10^{-6}} = 13\mu.$$

Les mesures ont donné : 15 μ .

La réduction d'amplitude réalisée par la fondation est de l'ordre de 47 environ.

CONCLUSION DU PRÉSIDENT

M. BILLIARD. — Je vous prie d'excuser M. L'Hermite qui a ouvert la conférence tout à l'heure et qui a été obligé de nous quitter en raison de son état de santé car il est rentré ce matin de Dakar très souffrant.

Je pense être votre interprète pour remercier bien vivement M. Dawance de la très intéressante conférence qu'il vient de nous faire sur le sujet des vibrations qu'il a très largement traité, tant sur le plan de la théorie que sur le plan pratique des auscultations des vibrations.

DISCUSSION

M. BARON. — Si j'ai bien compris, la sensibilité du corps humain à des vibrations sinusoïdales dépend de leur vitesse : l'amplitude correspondant à une même sensation varie donc en raison inverse de la fréquence. Pour les bâtiments, la nocivité des vibrations dépend du facteur $\frac{v^2}{F}$; l'amplitude correspondant à un même degré

de nocivité varie alors en raison inverse de $F^{\frac{3}{2}}$; la fréquence a encore plus d'importance.

Tout cela est à retenir : on a souvent l'habitude d'évaluer les vibrations en microns ; il faut absolument en considérer aussi la fréquence.

M. VALLETTE. — Pour les humains, je peux donner un témoignage :

dans les épreuves de ponts-routes, que j'ai suivies à la S. N. C. F., pour caractériser l'action dynamique, on faisait passer un rouleau compresseur sur un madrier ; les présents sur l'ouvrage avaient la sensation de vibrations violentes d'une amplitude de l'ordre du centimètre tandis que l'enregistreur de flèche accusait des amplitudes cent fois plus petites.

Cela est remarquable car c'est cette grande amplitude, liée à la fréquence, qui rend l'effet impressionnant, la sensation amplifiant considérablement ainsi l'accélération vraie.

M. DAWANCE. — C'est un phénomène classique, le passage d'un convoi sur un pont paraît provoquer des vibrations inquiétantes qui, si on les mesure, se ramènent à des fractions de millimètre et par suite parfaitement inoffensives.

Les thèses et la méthode d'exposition adoptées par les conférenciers et les personnes qui prennent part aux discussions peuvent parfois heurter certains points de vue habituellement admis. Mais il doit être compris que ces thèses et discussions, à l'égard desquelles l'Institut Technique ne saurait prendre parti, ne visent en rien les personnes ni le principe des Institutions.

(Reproduction interdite.)

DOCUMENTATION
TECHNIQUE

106

RÉUNIE EN AVRIL 1957

SERVICE DE DOCUMENTATION

L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics peut en général fournir la reproduction *in extenso* des documents figurant à l'index analytique de documentation : sur microfilms négatifs de 35 mm qui peuvent être lus en utilisant soit un agrandisseur photographique courant, soit un lecteur de microfilms ou sur papiers positifs pour lecture directe.

Les demandes de documents doivent comporter le numéro d'ordre placé en tête de l'analyse, le titre du document et le nom de l'auteur.

Prix des reproductions photographiques

Microfilms : la bande de 5 images (port en sus).....				160 F	
Positifs sur papier : la page (port en sus):					
Format	9 × 12.....	70 F	Format	13 × 24.....	110 F
	13 × 18.....	90 F		21 × 27.....	150 F
Minimum de perception				250 F	

Ces prix sont susceptibles de variation.

Pour tous renseignements, s'adresser à l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris-XVI^e.

I. — INDEX ANALYTIQUE DE DOCUMENTATION

Les références de chaque article sont données dans l'ordre suivant : Numéro d'ordre, titre de l'article, nom de l'auteur, nom de la revue, date, numéro du fascicule, nombre de pages, nombre de planches.

B. — ARCHITECTURE ET URBANISME

1-106. La construction de logements en France en tant que problème économique. WALTER (F.); *Cahier de l'Institut de Science Economique appliquée (I.S.E.A.)*, 35, Bld des Capucines, Paris, Fr. (nov. 1956), n° 45, (numéro spécial. Hors série n° 4), 40 p., 12 réf. bibl. — Texte d'une conférence faite le 15 mai 1956 à l'Institut de Science Economique appliquée. — Etat actuel de la construction de logements en France et comparaison du coût de la construction avec les pays étrangers. Problèmes de l'organisation du crédit, politique des lancements, évolution des moyens de production, rythme et structure de la demande. Texte de la discussion ayant suivi l'exposé. Notes complémentaires : notion de coût de construction, investissement et mode de financement, prix du terrain, investissements connexes, équipement du terrain de construction, variation du coût de la construction selon le nombre des niveaux et le

plan, relation entre la durée et le coût de la construction, comparaisons avec l'étranger. — E. 45003. CDU 69.003/8 : 728 (44).

2-106. Application à la construction des bâtiments des données de la physiologie humaine. Extension des exigences de l'anabolisme à des bâtiments autres que l'habitation. Hôpitaux, écoles, locaux de travail, salles de spectacles, locaux commerciaux, édifices du culte, logement des animaux domestiques. LE-ROUX (R.); *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (mai 1957), 4^e 113, (Questions générales : 32), p. 377-408. — La présente étude fait suite aux exposés du même auteur parus de 1945 à 1950, dans les Annales de l'Institut technique du Bâtiment et des Travaux publics, qui aboutissaient à considérer comme condition primordiale pour l'habitation, la réalisation des calmes thermohygrométrique, visuel et sonore dans les locaux. Il faut maintenant

rattacher cette réalisation à la fonction anabolique (le repos) de l'individu, qui vient réparer les méfaits de la phase journalière de catabolisme (la fatigue) de cet individu. Le présent exposé montre que cette considération ne s'applique pas uniquement à l'habitation mais que la quasi totalité des bâtiments, aux usages les plus divers sont tributaires des exigences de l'anabolisme (hôpitaux, salles de spectacles, édifices du culte) ou doivent être conçus pour limiter les méfaits du catabolisme (ateliers, usines, écoles, locaux commerciaux). En outre, on retrouve ces mêmes exigences de l'anabolisme dans la construction du logement des animaux domestiques. Il est ainsi possible de construire d'une manière rationnelle, en adaptant le bâtiment à l'usage que l'on en fait et en écartant les solutions inutiles, inefficaces voire dangereuses. — E. 47689.

CDU 333.322.2.

Les analyses sont publiées dans l'ordre des rubriques de la classification du système CORDONNIER, établie pour le rangement du fichier de documentation de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics et elles comportent une indexation suivant la notation de la Classification Décimale Universelle (CDU).

C. — SCIENCES DE L'INGÉNIEUR

Ca RÉSISTANCE
DES MATÉRIAUX

3-106. Technique des constructions. Principes, notions fondamentales et applications de la science des constructions (Tecnica delle costruzioni. I — Fondamenti, richiami ed applicazioni di Scienza delle costruzioni). STABILINI (L.); Edit.: *Libr. Editr. Politech. Cesare Tamburini*, Milan, Ital. (1956), 1 vol., 587 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2151 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46531. CDU 624.04 : 539.3 (03).

4-106. La statique des charpentes (Statik der Tragwerke). KAUFMANN (W.); Edit.: *Springer-Verlag*, All. (1957), 4^e édit., 1 vol., viii + 327 p., 367 fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2144 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46513. CDU 624.04 : 624.072.33 (03).

5-106 Calcul pratique des déformations par fluage des poutres en béton armé (Praktische Berechnung der Kriechdurchbiegungen von Stahlbetonbalken). HABEL (A.); *Bautechnik*, All. (fév. 1957), n° 2, p. 64-66, 7 fig., 1 réf. bibl. — E. 46190. CDU 624.044 : 624.072.2 : 666.015.46.

6-106. Mesures de déformation des voiles minces cylindriques autoportants sous des surcharges verticales non uniformément réparties. LARRAS (J.); *Travaux Fr.* (fév. 1957), n° 268, p. 71-74, 14 fig. — E. 45982. CDU 624.044 : 624.074.4/7.

7-106. Étude expérimentale de l'influence de la formation d'une articulation plastique sur la résistance au cisaillement d'une poutre en béton à armature simple (An experimental investigation of the influence of the formation of a plastic hinge on the shear strength of a singly reinforced concrete beam). KHAN (N.M.), MATTOCK (A. H.); *Magaz. Concr. Res.*, G.-B. (nov. 1956), vol. 8, n° 24, p. 151-156, 9 fig., 2 réf. bibl. — Exposé d'essais de poutres de section rectangulaire. Les résultats ont montré que la présence d'une articulation plastique ne diminue pas la résistance maximum au cisaillement d'une section en béton armé. — E. 46358. CDU 620.17/624.072.2 : 624.012.45.

8-106. Mesure et étude des effets des tremblements de terre sur un bâtiment de grande hauteur (Numerical analysis of earthquake response of a tall building). TUNG (T. P.), NEWMARK (N. M.); *Bull. seismologic. Soc. Amer.*, U.S.A. (oct. 1955), vol. 45, n° 4, p. 269, 284, 13 fig., 4 réf. bibl. — Etude d'enregistrements effectués à l'aide d'accéléromètres installés dans un bâtiment de dix étages lors d'un tremblement de terre réel. — E. 45790. CDU 699.841 : 721.011.27 : 534.

9-106. Calcul des contraintes dans les marches d'escalier avec joints rainurés (Stress analysis of block steps with grooved joints). CSOKA (P.); *Acta techn.*, Hongr. (1957), t. 16, n° 1-2, p. p. 195-204, 9 fig., 3 réf. bibl. — (résumés français, anglais, allemand, russe) — E. 46486. CDU 624.043 : 69.026.35.624.078.

10-106. Instabilité élastique d'un arc soumis à des sollicitations et déformations dans son plan — I-II (fin). (Instabilità elastica degli archi per sollecitazioni e deformazioni contenute nel loro piano). GERADINI (G.); *G. Genio civ.*, Ital. (oct. 1956), n° 10, p. 687-702, 6 fig.; (nov.-déc. 1956), n° 11-12, p. 781-821, 9 fig.,

7 réf. bibl. — Calcul des charges critiques et des déformations critiques. — Arcs à deux articulations, arcs encastrés, arcs à trois articulations et arcs à une articulation à la clef. — Etude des différents cas de déformation. — E. 45199, 45856. CDU 624.043/4 : 624.072.32 : 624.078.

11-106. Vibrations des bâtiments, occasionnées par les moyens de transport routiers (Gebäudeerschütterungen durch Strassenverkehrsmittel). RADICKE; *Bauplan-Bautech.*, All. (jan. 1957), n° 1 : *Strassentechnik*, p. 11-12, 5 fig. — Compte rendu d'une étude russe (de A. STRAMENTOW, dans *Architektur und Bauwesen*, Moscou, n° 7, 1955) sur les déformations des revêtements routiers et les vibrations horizontales et verticales du sous-sol. Exposé des observations faites à Moscou sur les vibrations provoquées par des tramways, autobus, camions et sur l'influence de ces vibrations sur les bâtiments. — E. 45820. CDU 534.721.011.22 : 656.

12-106. Flambement élastique de poteaux constitués de matériaux fragiles en traction (The elastic buckling of brittle columns). CHAPMAN (J. C.), SLATFORD (J.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (jan. 1957), vol. 6, p. 107-125, 13 fig., 3 réf. bibl. — Etude théorique et expérimentale du comportement de poteaux et de murs ayant une bonne résistance en compression élastique, mais peu de résistance à la traction, tels que ceux construits en maçonnerie de moellons ou de briques. Quand la charge est centrée et le poteau parfaitement droit, la charge d'Euler peut être atteinte, mais en cas de charge excentrée, la rupture se produit sous une charge beaucoup plus faible. Quand l'excentricité est importante, le poteau se fissure sur une grande longueur avant que la charge de rupture ne soit atteinte. La relation entre charge de rupture et excentricité a été établie par la théorie et celle-ci a été confirmée expérimentalement, une bonne concordance existant entre la théorie et les résultats de plusieurs essais de murs en briques. — E. 45681. CDU 624.075.2 : 624.072.3 : 624.046.

13-106. Flambement de barres haubannées par des câbles métalliques (Knickung verspannter Stäbe). CZITARY (E.); *Osterr. BauZ.*, Autr. (jan. 1957), n° 1, p. 14-18, 2 fig. — Etude de la force portante de barres en bois ou en acier haubannées au moyen de câbles métalliques et utilisées comme éléments comprimés relativement longs des constructions légères (par exemple pylônes, montants de grues à câbles). — E. 45819. CDU 624.071/5/8.

14-106. Calcul de la charge critique des portiques rectangulaires par les méthodes de convergence (The critical load of rectangular frames analysed by convergence methods). HANSBO (S.); *Chalmers Tek. Högsk. Handl.*, Suède (1956), n° 179, 47 p., 55 fig., nombr. réf. bibl. — Présentation de deux méthodes de calcul de la charge de flambement. Application numérique. — E. 46071. CDU 624.04 : 624.072.33 : 539.4.

Cac n Procédés de calcul.

15-106. Nouveau procédé de calcul des voiles composites, présenté à l'image du calcul de la poutre Vierendeel (Ein neues Berechnungsverfahren für gegliederte Scheiben, dargestellt am Beispiel des Vierendeelträgers).

BECK (H.); *Bauingenieur*, All. (déc. 1956), n° 12, p. 436-443, 16 fig. — Le problème de la transmission aux étages inférieurs d'un immeuble élevé, à ossature, des charges dues à l'action du vent sur la partie supérieure de la façade, a conduit à étudier particulièrement le calcul des murs de pignon. — Présentation du procédé de calcul adopté. Principes et application. — E. 45448. CDU 624.04 : 624.074.4 : 624.078.

16-106. Voûtes minces à double courbure (Vaults curved in two directions). SIVASWAMI (S.); *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (fév. 1957), vol. 52, n° 2, p. 83-89, 7 fig. — Présentation d'une méthode de calcul. — E. 46194. CDU 624.074.4/7.

17-106. Le calcul à la rupture d'après le Code de Construction de 1956 (Ultimate strength design under 1956 Building Code). REESE (R. C.); *J. Struct. Div.*, U.S.A. (nov. 1956), n° ST6 : *Proc. A.S.C.E.*, vol. 82, Pap. 1099, 8 p., 2 réf. bibl. — Commentaires sur l'introduction du calcul à la rupture dans les stipulations du Code de la Construction pour le béton armé et sur l'application de la méthode. Ses avantages (simplicité, résultats plus voisins de la réalité) par rapport aux méthodes antérieures. — E. 45256. CDU 624.04 : 539.5 : 35 (73).

18-106. La théorie de la charge de rupture appliquée au calcul des portiques en béton armé et en béton précontraint (The ultimate-load theory applied to the design of reinforced and prestressed concrete frames). BAKER (A. L. L.); *Concr. Publ. Ltd.*, G.-B. (1956), 1 vol., x + 91 p., 54 fig., 6 fig. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2140 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46516. CDU 624.04 : 539.5 : 624.072.33 : 624.012.45/6 (03).

19-106. La méthode de répartition des moments dans le cas de conditions de convergence défavorables (calcul des portiques) (Momentenausgleichverfahren bei schlechten Konvergenzverhältnissen). OSWALD (E.); *Bautechnik*, All. (fév. 1957), n° 2, p. 59-61, 14 fig., 3 réf. bibl. — E. 46190. CDU 624.04 : 624.072.33.

20-106. Contribution au calcul des constructions en béton précontraint (Beitrag zur Berechnung von Spannbeton-Konstruktionen). SATTLER (K.); *Bauingenieur*, All. (déc. 1956), n° 12, p. 444-457, 33 fig., 15 réf. bibl. — Présentation d'un procédé général pour le calcul rapide et précis des systèmes isostatiques et hyperstatiques. — Exemples numériques. — E. 45448. CDU 624.04 : 624.012.46.

21-106. Données pour le calcul des éléments de construction en acier, en vue de satisfaire aux exigences de la norme anglaise 449 : 1948 (Data for use in structural steel design to conform with the requirements of B. S. 449 : 1948). *British Constructional Steelwork Association (B. C. S. A.)*, Artillery House, Westminster, S. W. 1, G.-B. (1954), Publ. n° 8, 39 p., 32 fig. — La présente brochure constitue un complément à la norme britannique 449 : 1948 sur l'emploi de l'acier de construction dans le bâtiment. Elle comporte de nombreux tableaux destinés à faciliter la tâche des ingénieurs et des dessinateurs des bureaux d'études. — E. 44481. CDU 624.04 : 624.014.2 : 69 389.6(410).

22-106. Utilisation de diagonales fictives pour la détermination des déformations et de la

répartition des moments (Internal ties in slope deflection and moment distribution). OJALVO (M.); *J. Struct. Div.*, U. S. A. (nov. 1956), n° ST6 : *Proc. A. S. C. E.*, vol. 82, n° 1096, 17 p., 19 fig. — Méthode de calcul des portiques complexes par l'emploi de diagonales imaginaires. Simplifications apportées par cette méthode. — E. 45256.

CDU 624.04 : 624.072.33.

23-106. Procédé destiné à simplifier le calcul des ossatures portantes dans les constructions antisismiques (Un artificio per rendere spedito il calcolo delle ossature portanti nei fabbricati antisismici). PRIOLO (D.); *G. Genio civ.*, Ital. (nov.-déc. 1956), n° 11-12, p. 757-762, 7 fig. — Présentation d'un procédé de calcul des portiques soumis aux efforts dus à un mouvement sismique ondulatoire. — E. 45856.

CDU 624.04 : 624.072.33 : 699.841 : 534.

24-106. Calcul simplifié des portiques rigides (Simplified analysis of rigid frames). BARNOFF (R. M.); *J. Struct. Div.*, U. S. A. (nov. 1956), n° ST6 : *Proc. A. S. C. E.*, vol. 82, Pap. 1106, 19 p., 15 fig. — Établissement de formules pour quatre cas de portiques rigides. Graphiques pour la simplification des calculs numériques. — E. 45256.

CDU 624.04 : 624.072.33 : 624.078.

25-106. Calcul des arcs continus reposant sur des piliers élastiques (Calculul boltilor continui rezemate pe pile elastice). FROIMESCU (A.); *Indust. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 12, p. 721-736, 30 fig., 2 réf. bibl. — E. 46089.

CDU 624.072.32 : 624.166 : 539.3.

26-106. Calcul des arcs bowstring (Analysis of bowstring arches). TURNER (F. H.); *Concr. Constr. Engng.*, G.-B. (fév. 1957), vol. 52, n° 2, p. 61-72, 16 fig. — Présentation d'une méthode de calcul simplifiée. — E. 46194.

CDU 624.072.32 : 624.078.8.

27-106. Etude des coupes nervurées à contour polygonal (Analysis of ribbed domes with polygonal rings). TSZE-SHENG SHIH; *J. Struct. Div.*, U. S. A. (nov. 1956), n° ST6 : *Proc. A. S. C. E.*, vol. 82, Pap. 1101, 40 p., 28 fig., 7 réf. bibl. — Exposé de méthodes de calcul des coupes nervurées dans le cas de charge symétrique, et dans le cas général. Ces méthodes peuvent être appliquées aux coupes à contour curviligne. Exemples numériques d'application. — E. 45256.

CDU 624.04 : 624.074.2 : 624.078.8.

28-106. Calcul des ponts à grils de poutres (Grid bridge design). BALOG (L.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (jan. 1957), vol. 27, n° 1, p. 40-45, 10 fig. — Répartition des charges, études sur modèles de grils; calcul du pont en béton précontraint à sept travées continues de Northeim (Allemagne). Ponts à poutres pleines, à poutres composées, avec dalles d'un poids élevé, à poutres en I, pont à deux poutres rigide à la torsion. — E. 45938.

CDU 624.04 : 624. 27/28 : 624.072 78.

29-106. Calcul de grils de poutres de ponts biais (The analysis of certain interconnected skew-bridge girder). HENDRY (A. W.), JAEGER (L. G.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (jan. 1957), vol. 6, p. 79-106, 29 fig., 7 réf. bibl. — Application de la méthode de calcul des grils par la distribution des harmoniques aux poutres de ponts-biais à trois ou quatre poutres longitudinales qui possèdent une résistance à la torsion négligeable. — E. 45681.

CDU 624.072/8 : 624.21.023.9.

30-106. Lignes d'influence pour le calcul des anneaux circulaires (Influence lines for circular ring redundants). LUMMIS (H. M.); *J. Struct. Div.*, U. S. A. (nov. 1956), n° ST6 : *Proc. A. S. C. E.*, vol. 82, Pap. 1097, 22 p., 14 fig., 2 réf. bibl. — Méthode permettant de ramener le calcul d'un anneau circulaire (tel

qu'il est utilisé pour le calcul des canalisations, réservoirs, tunnels aérodynamiques) à celui d'une construction isostatique. — E. 45256.

— CDU 624. 04 : 624. 074. 7.

31-106. Le calcul des terrassements par la machine IBM 650 (Borrow pit computation programmed for the IBM 650). ROBERTS (P. O.), ROGGEVEEN (V. J.); *Mass. Inst. Technol. (Dept. Civ. Sanit. Engng. Commonw. Mass. Dept. Publ. Works)*, U.S.A. (nov. 1956) *Joint Highw. Res. Project, Res. Rep.* n° 20, 25 p., 10 fig., 2 réf. bibl. — Emploi des machines à cartes perforées pour le calcul des volumes et déplacement des terres maniées. Avantages présentés par l'emploi de ces machines, mode d'utilisation, succession des opérations. — E. 45645.

CDU 518 : 624.132/6 : 531.7.

32-106. Méthode pratique de calcul des constructions avec emploi de modèles de grandes dimensions. I, II. (fin) (A practical method of analysing structures using large models). TSE (K. F.); *Civ. Engng.*, G.-B. (déc. 1956), vol. 51, n° 606, p. 1341-1344, 8 fig., 2 réf. bibl.; (jan. 1957), vol. 52, n° 607, p. 67-70, 13 fig. — Présentation d'une méthode simple utilisant des appareils conçus pour produire et contrôler des déformations importantes. — E. 45344, 45713.

CDU 624.04 : 69.001.5.

Caf Essais et mesures

33-106. Projet de méthodes internationales d'essais des bétons. *Bull. R. I. L. E. M.*, Fr. (1956), n° 33, p. 71-89, 3 fig. — E. 46121.

CDU 620.1 : 666.972 (100).

Ce MÉCANIQUE DES FLUIDES. HYDRAULIQUE

34-106. Mesure de la pression de l'eau interstitielle au cours de recherches *in situ* (Pore water pressure measurement in field investigations). KALLSTENIUS (T.), WALLGREN (A.); *Proc. R. Swedish Geotech. Inst.*, Suède (1956), n° 13, 58 p., 38 fig., 6 réf. bibl. — Description de l'appareillage et des procédés de mesure utilisés au Geotechnical Institute de Stockholm dans ses recherches en campagne, qui sont généralement effectuées en terrains argileux. — E. 45894.

CDU 532.5 : 624. 131.6/4.

35-106. Amortissement des houles dans le domaine de l'eau peu profonde. MICHE (R.); *Houille blanche*, Fr. (nov. 1956), n° 5, p. 726-745, 4 fig., 11 réf. bibl. — E. 46340.

CDU 532 : 627.52.

36-106. Essai d'évaluation de l'amplitude des plus fortes houles de tempête dans les ports. LARRAS (J.); *Ann. Ponts Chauss.*, Fr. (jan.-fév. 1957), n° 1, p. 89-97, 7 fig. — E. 46015.

CDU 624.042 : 627.52 : 519.

Ci GÉOPHYSIQUE

Cib m Étude des sols.

37-106. La détermination des coefficients de frottement et de cohésion du sol dans l'essai triaxial (Zur Bestimmung der Reibungs- und Kohäsionsbeiwerte des Bodens im Dreiachsversuch). KOHLER (K.); *Bautechnik*, All. (fév. 1957), n° 2, p. 62-64, 9 fig., 2 réf. bibl. — E. 46190.

CDU 624.131.38/6.

38-106. Influence de la surconsolidation sur le comportement des argiles pendant le cisail-

lement (The effect of overconsolidation on the behaviour of clays during shear). HENKEL (J.); *Géotechnique*, G.-B. (déc. 1956), vol. 6, n° 4, p. 139-150, 17 fig., 14 réf. bibl. — Exposé d'essais triaxiaux avec et sans drainage effectués sur des échantillons de deux types d'argiles. Ces essais ont montré que la résistance et la pression interstitielle ou les changements de volume pendant le cisaillement varient avec le degré de surconsolidation. — E. 45862.

CDU 624.131.3 : 691.4 : 624.138.

39-106. Calcul de la perméabilité par des essais d'eau dans les sondages en alluvions. GILG (B.), CAVARD (M.); *Bull. tech. Suisse romande*, Suisse (16 fév. 1957), n° 4, p. 45-50, 12 fig. — E. 46191.

CDU 624.131.6/3 : 532.5.

40-106. Essais de pénétration et capacité de charge des sols sans cohésion (Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils). MEYERHOF (C. G.); *J. Soil Mech. Found Div. Proc. A.S.C.E.*, U.S.A. (jan. 1956), vol. 82, n° SMI : Pap. 866, 19 p. — Discussion : (juil. 1956), n° 3, SM3, p. 1028/25-1028/38, 15 fig., 40 réf. bibl. — Exposé d'un procédé commode et économique de détermination de la densité relative des sols sans cohésion, et de la force portante des fondations établies dans ces sols. Il consiste à utiliser les résultats des essais de pénétration statique ou dynamique exécutés sur le chantier et peut se substituer à l'étude d'échantillons non remaniés. Bibliographie. — Discussion. — E. 45552. — Trad. I.T., n° 468, 39 p.

CDU 624.131.38.

41-106. Comparaison des pressions de contact sous des radiers élastiques à surface inférieure rugueuse ou lisse reposant sur un sol élastique (A comparison of the contact pressures beneath rough and smooth rafts on an elastic medium). PARKES (E. W.); *Géotechnique*, G.-B. (déc. 1956), vol. 6, n° 4, p. 183-189, 4 fig., 4 réf. bibl. — Le calcul montre que si le coefficient de Poisson du sol est inférieur à un demi, la pression au contact est plus grande pour un radier à sous-face brute que pour un radier à sous-face lisse. — E. 45862.

CDU 624. 131.5 : 624.043 : 624.15 : 620.191.

42-106. Etude de la pression de l'eau interstitielle dans les sols cohérents compactés (An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils). HILF (J. W.); *U. S. Dept Inter. Bur. Reclam.*, U.S.A. (oct. 1956), Tech. Memor. n° 654, vii + 109 p., 19 fig., nombr. réf. bibl. — Texte d'une thèse présentée à l'Université de Colorado. — L'auteur observe que la mécanique des sols cohérents non saturés reste encore dans le domaine des conjectures, en ce qui concerne la valeur, le rôle et la mesure de la pression interstitielle. L'objet de la présente étude est donc d'expliquer les phénomènes produisant cette pression, de montrer comment il est possible de la mesurer avec précision et d'indiquer comment il y a lieu d'en tenir compte en mécanique du sol, notamment dans l'étude des barrages en terre. — E. 45997.

CDU 532.5 : 624.131.6/4.

43-106. Les problèmes de l'angle de frottement et de la rhéologie dans la théorie de la poussée des terres. POGANY (B.); *Acta tech.*, Hongr. (1957), t. 16, n° 1-2, p. 3-12, 1 fig., (article en français; résumés anglais, allemand, russe). — E. 46486.

CDU 624.131.4/5.

44-106. Le glissement de terrain de Lodalen le 6 octobre 1954 (The slide in Lodalen, October 6th, 1954). SEVALDSON (R. A.); *Géotechnique*, G.-B. (déc. 1956), vol. 6, n° 4, p. 167-182, 18 fig., 4 fig. h.-t., 12 réf. bibl. — Exposé des résultats de l'enquête effectuée à la suite de l'éboulement d'un talus en terrain argileux dans la banlieue d'Oslo. Détermination de la résistance au cisaillement de l'argile, calculs de stabilité. — E. 45862.

CDU 624.131.543 : 691.4.

Cic Surface du globe.

Hydrographie. Érosion.

45-106 Méthodes graphiques pour l'analyse des débits de crue. GUMBEL (E. J.); *Houille blanche*, Fr. (nov. 1956), n° 5, p. 709-717, 8 fig., 22 réf. bibl. — E. 46340.

CDU 532.5 : 627.51 : 518.

Co CONDITIONS GÉNÉRALES

46-106. Rapport d'une mission de productivité de l'industrie australienne du bâtiment à la suite d'un voyage d'études à l'étranger, 1954 (Report resulting from the overseas visit of the Australian building industry productivity team, 1954). Edit. : *The Build. Industr. Congr. Victoria*, Austral. (1955), 1 vol., xviii + 185 p., fig., 48 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2142 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46958.

CDU 69.00 : 658 : 624 (73) (03).

Coc Conditions économiques.

47-106. Menuiserie. Les prix de revient et les prix de vente avec exemples d'application suivis d'une table de conversion des longueurs, largeurs et épaisseurs en décimètres cubes. BERTHE (P.), GIULIANO (J.); Edit. : *Massin*, Fr. (1957), 1 vol., 95 p., fig. — Voir analyse détaillée B. 2135 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46616.

CDU 69.003.12 : 674.21 (03).

Cod j Règlements. Législation.

48-106. Le droit de l'urbanisme. NOEL (G.-H.); sous le contrôle de P. A. Thiebault, Edit. : *Eyrolles*, Fr. (1957), 1 vol., 192 p. — Voir analyse détaillée B. 2127 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46905.

CDU 711 : 35 (44) (03).

49-106. Construction. Primes et prêts spéciaux. Logements économiques et familiaux. Logement des fonctionnaires. — Edit. *J. Offic.*, Fr. (1957), n° 1003, 1 vol., v + 236 p., 20 fig. — Voir analyse détaillée B. 2136 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46722.

CDU 35 : 333.322.3/6 (44) (03).

50-106. Traité pratique de la législation du bâtiment et des usines. Propriétés. Servitudes. Droits de jouissance. Travaux.

Usines. Contestations. Dommages de guerre. Loyers et baux d'après-guerre. Prêts et subventions de l'Etat. — BARBEROT (E.); Edit. : *Libr. Polytech. Ch. Béranger*, Fr., Belg. (1957), 6^e éditn. rev. par L. GRIVEAUD, 1 vol., xxix + 1613 p. — Voir analyse détaillée B. 2132 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46907.

CDU 34 : 35 : 65 : 624 69 (03).

Cof Études générales.
Congrès.

51-106. Les Journées d'Études de la CEGOS, 17-20 janvier 1955. — Nouvelles techniques d'ambiance. — *Éditions Hommes et Tech.*, Fr. (1956), 1 vol., 171 p., 78 fig. — Voir analyse détaillée B. 2134 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 47010.

CDU 628.5/9 : 697 : 699 (03).

52-106. Premier Congrès mondial de la détergence et des produits tensio actifs. — *Chambre Syndicale Tramagras*, 70, Champs-Élysées, Paris, Fr., Sect. 16: Génie civil. Construction : Ciments, céramiques, routes, extincteurs, emballages et conditionnements, 35 p., 12 fig., 48 réf. bibl. — Mémoires présentés à ce Congrès : G. MALQUORI : Composés tensio-actifs, le ciment et le béton (en italien). — W. J. WILSON : Emploi d'agents tensio-actifs dans le béton et les mortiers de ciment (en anglais). — S. A. SEDDON, J. A. HILL : Béton aéré (en anglais). — S. HALLBERG, J. H. NICHOLAS, D. H. MATHEWS : Emploi d'agents tensio-actifs dans les revêtements bitumineux (en anglais). — P. BIRO : Emploi des tensio-actifs dans la lutte contre l'incendie (en français). — E. 44893.

CDU 668 : 691.59 : 061.3.

53-106. Troisième Congrès de l'Association Internationale des Distributions d'Eau, Londres-18 au 23 juillet 1955 (International Water Supply Association Third Congress, 18th to 23rd July). — *Internation. Water Supply Assoc.*, G.-B. (1955), 1 vol., 997 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl., 9 pl. h.-t. (en français et en anglais). — Voir analyse détaillée B. 2141 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46733.

CDU 628.1 : 061.3 (03).

54-106. Journée d'Études « Techniques modernes et productivité des chantiers », Paris, 29, 30 et 31 octobre 1956. — *Éditions Sci. Tech.*, Fr. (1957), supplém. à *Travaux*, fév. 1957, n° 268 bis, 1 vol., 182 p., fig. — Voir

analyse détaillée B. 2133 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 47111.

CDU 658.5 : 625.7/8 : 627.8 : 061.3.

Cof m Manuels. Cours.

Traités. Annuaire.

55-106. Dictionnaire allemand-français et français-allemand. Vocabulaire technique électricité, radio et éclairagisme. FRANCOIS (E.); Edit. : *Gauthier-Villars*, Fr. (1956), 1 vol., vii + 157 p. — Voir analyse détaillée B. 2129 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46724.

CDU 03 : 537 : 621.3 : 628.9.

56-106. Construction de routes. Termes techniques (Strassenbau-Fachwörter-Roadbuilding—Technical terms). Edit. *Bundesanstalt f. Strassenbau*, All., 2 vol. : I - (1955), 80 p., (français-allemand); II - (1956), 81 p. anglais-allemand). — Voir analyse détaillée B. 2150 au chapitre III « Bibliographie ». (E. 46726, 46727. CDU 03 : 625.7 (41) (43) (44).

57-106. Guide de l'acheteur 1957 de la revue « Engineer » (The Engineer. Buyers guide). *The Engineer*, G.-B., 1 vol., 855 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2139 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46409.

CDU 058.2/7 : 621/9 (410).

Cu SCIENCES MATHÉMATIQUES,
PHYSIQUES, CHIMIQUES

Cub Mathématiques. Calcul.

Probabilités. Statistiques.

58-106. Bulletin trimestriel des statistiques du logement et de la construction pour l'Europe. — *Nations Unies (Commission économique pour l'Europe, Division de l'Industrie*, Genève, juil. 1956). *Office européen des Nations Unies, Palais des Nations*, Genève, Suisse (jan.-fév.-mars 1956), vol. 4, n° 1, 123 p., nombr. fig. — Renseignements statistiques concernant la construction de logements, le coût de la construction, (travaux de terrassement, prix des matériaux de construction, salaires), main-d'œuvre employée dans le bâtiment et les travaux publics. — *Bibliographie*. — E. 46263.

CDU 728.2 : 69.003 : 519.2 (4).

D. — LES ARTS DE LA CONSTRUCTION

59-106. Annuaire du béton 1957. Agenda pour la construction en béton et en béton armé, ainsi que pour les domaines connexes (Beton-Kalender 1957. Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau sowie die verwandten Fächer). Edit. : *Wilhelm Ernst und Sohn*, All. (1957), 2 vol., I — xii + 850 p., nombr. fig.; II — viii + 448 p., nombr. fig. — Voir analyse détaillée B. 2143 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46842, 46843.

CDU 624 : 69 : 624.012.4 (03).

Dab MATÉRIAUX
DE CONSTRUCTION

Dab j Matériaux métalliques.

60-106. La peinture de l'acier de construction (The painting of structural steel). RUBLE (E. J.); *J. Struct. Div.*, U.S.A. (nov. 1956), n° ST6 : *Proc. A.S.C.E.*, vol. 82, Pap.

1100, 19 p., 11 fig. — Présentation du « Manuel de Peinture » établi par le « Conseil de la Peinture des Constructions métalliques » créé sous les auspices de l'American Institute of Steel Construction. Description des essais effectués par ce « Conseil » en vue de déterminer les meilleures méthodes de protection de l'acier. — E. 45256.

CDU 667.637.2 : 624.014.2.

Dab le Liants. Chaux.
Plâtre. Ciments.

61-106. Recherches sur les ciments Portland de laitier de haut-fourneau (Investigation of Portland blast-furnace slag cements). *Corps Engrs. U. S. Army (Waterw. Exper. Stn. Miss.)*, U.S.A. (déc. 1956), Tech. Rep. n° 6-445, x + 33 p., 11 fig., 14 fig. h.-t., 21 réf. bibl. — Caractéristiques des laitiers, des clinkers de ciment Portland et des ciments Portland de laitier de haut fourneau. Propriétés du béton

confectionné avec des ciments Portland de haut-fourneau. Étude des normes américaines concernant ces ciments. — E. 46157.

CDU 666.94.

62-106. Règle à calcul pour déterminer la composition du ciment Portland et les caractéristiques des matières entrant dans sa composition (Dispositivo para calcular notas de la definición del Portland, de su clinker y del crudo empleado en su fabricación). SARA-BIA (A.); *Cons. Sup. Investig. Ci. (Inst. tec. Constr. Cemento)*, Esp., n° 17, 15 p., 7 fig., (résumés français, anglais, allemand). — E. 45900.

CDU 666.94 : 518.

63-106. Emploi de ciments de finesse différente dans les mélanges de sol-ciment (pour revêtements routiers) (The use of cements of different fineness in soil-cement mixtures). CLARE (K. E.), FARRAR (D. M.); *Magaz. Concr. Res.*, G.-B. (nov. 1956), vol. 8, n° 24, p. 137-144, 10 fig., 14 réf. bibl. — E. 46358.

CDU 666.94 : 624.138.

Dab le r Sous-produits industriels.

64-106. L'utilisation des cendres volantes pour la confection du béton (étude de synthèse). (Die Verwertung von Flugasche im Beton. Literaturbericht). PETERS (H.); *Betonst. Ztg.*, All. (jan. 1957), n° 1, p. 27-34, 16 fig., 43 réf. bibl. — Exposé d'ensemble basé sur les indications fournies par les publications allemandes et étrangères au sujet des essais effectués dans divers pays. — E. 45778.

CDU 666.972.16 : 628.44.

65-106. Numéro consacré à l'étude de l'emploi des cendres volantes pour la confection des revêtements routiers en béton (Studies relating to the testing of fly ash for use in concrete). BRINK (R. H.), HALSTEAD (W. J.); *Publ. Roads*, U.S.A. (fév. 1957), vol. 29, n° 6, p. 121-141, 39 fig., 12 réf. bibl. — Résultats d'essais et conditions d'emploi. — E. 46574.

CDU 625.84 : 691.322.

Dab m Bois et matériaux à base de bois.

66-106. Propriétés physiques et mécaniques des bois tropicaux de l'Union française. SALLENAVE (P.); *Centre tech. forest. tropic.*, Fr. (1955), Publ. n° 8, 1 vol., 128 p., nombr. fig., 1 pl.-h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2137 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46904.

CDU 691.11 (213) (44).

67-106. Bois tropicaux. — *Centre tech. forest. trop.* Fr. (1957), 1 broch. 86 p., 1 pl.-h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2138 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46773.

CDU 691.11 (213) (03).

68-106. Les cartons bitumés pour toiture (Dachpappen). RICK (A. W.); Edit. *Strassenbau, Chemie und Technik Verlag.*, All. (1956), 1 vol., 212 p., 42 fig. — Voir analyse détaillée B. 2149 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46903.

CDU 691.14/16 : 69.024,158 (03).

Dab n Matériaux spéciaux.

Isolants. Réfractaires.

69-106. La chimie de la dolomie. GUEDRAS (A. et M.); Edit. : *Eyrolles*, Fr.; *Gauthier-Villars*, Fr. (1957), 1 vol., 96 p., 16 fig. — Voir analyse détaillée B. 2128 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46615.

CDU 691.2 : 66 (03).

Dac PEINTURES. PIGMENTS. VERNIS. PRODUITS ANNEXES.

70-106. Applications pratiques de la colorimétrie dans les laboratoires industriels. I. II. III. IV. (fin). BRAUN (F.); *Peint.-Pigm.-Vernis*, Fr. (sep. 1956), vol. 32, n° 9, p. 750-756, 8 fig.; (oct. 1956), vol. 32, n° 10, p. 866-870, 6 fig.; (déc. 1956), vol. 32, n° 12, p. 1093-1098, 6 fig.; (jan. 1957), n° 1, p. 46-51, 8 fig. — E. 43984, 44415, 45412, 45822.

CDU 535.6/24.

Dad PROPRIÉTÉS GÉNÉRALES DES MATÉRIAUX

71-106. L'épreuve de gel employée comme test global des ciments et bétons. BERTHIER (R. M.); *Silic. industr.*, Belg. (jan. 1957), t. 22, n° 1, p. 11-16, 4 réf. bibl. — E. 46300.

CDU 620.193 : 666.94/7 : 69.03 "324".

Daf SÉCURITÉ DES CONSTRUCTIONS

Daf l Corrosion.

72-106. Théorie et méthodes d'essai de la corrosion des métaux. AKIMOV (G. V.); com-

plément par TOMASHOV (N. D.); Edit. : *Dunod*, Fr. (1957), 1 vol., vii + 607 p., 415 fig., 133 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2130 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46927.

CDU 620.19 : 691.7 (03).

73-106. Protection des conduites forcées contre la corrosion (Protezione delle condotte forzate contro la corrosione). BONOMO (A.); *Energ. elettr.*, Ital. (avr. 1956), n° 4, p. 438-445, 8 fig., 2 réf. bibl. — (Trad. d'un article analysé dans notre DT. 98 d'oct. 1956, art. n° 70). — E. 45363. — Trad. E.D.F. n° 2256, 18 p.

CDU 620.197 : 628.14/621.311.

Deb INFRASTRUCTURE ET MAÇONNERIE

Deb ja Consolidation du sol.

Assèchement. Drainage.

74-106. Produits bitumineux et tensio-actifs dans la stabilisation chimique des sols routiers. LEFOL (J.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (fév. 1957), n° 301, p. 95-100, 1 fig., 19 réf. bibl. — E. 46219.

CDU 624.138 : 691.16 : 661.

75-106. Comportement des puits de décharge aménagés le long des digues du Missouri au cours des inondations de 1951-1952 (Performance of relief wells along Missouri river levees 1951-1952 floods). *Corps Engrs., U. S. Army (Waterw. Exper. Stn., Miss.)*, U.S.A. (déc. 1956), Tech. Rep. n° 3-443, viii + 54 p., 15 fig., 28 pl.-h.-t., 15 réf. bibl. — Etude de l'efficacité des puits de décharge pour lutter contre les infiltrations d'eau sous les digues. Installation de piézomètres pour mesurer la pression hydrostatique au-dessous des fondations des digues. — E. 46156.

CDU 627.51 : 628.11 : 532.5.

76-106. Drainage complet par électrosmose de sols saturés d'eau (Vollständige Entwässerung des wassergesättigten Bodens durch Elektrosomose). BELLUCCI (A.); *Bautechnik*, All. (jan. 1957), n° 1, p. 1-3, 1 fig., 2 réf. bibl. — E. 45677.

CDU 626.86 : 624.131.6 : 537.

77-106. Emploi de drainage vertical pour améliorer le sol de fondation (Verticale drainage — zandpalen — als middel tot grondverbetering). VAN WAMELEN (B. M.); *Bouw*, Pays (12 jan. 1957), n° 2, p. 26-30, 41 fig. — Réalisation à Rotterdam d'une stabilisation du sol argileux par drainage vertical à l'aide de pieux creux remplis de sable, de 11 à 22 m de long, depuis 1952, 20 000 pieux ont été foncés, cette opération a donné d'excellents résultats. Exposé de la méthode. Description du matériel. Relevé des résultats obtenus. — E. 45606.

CDU 627.532 : 624.154 : 691.223.

Deb ji Fondations.

78-106. Le massif de fondation en deux parties soumis à des vibrations et comportant une couche intermédiaire élastique (Das schwingende zweiteilige Blockfundament mit elastischer Zwischenschicht). POLZ (K.); *Bautechnik*, All. (jan. 1957), n° 1, p. 20-20, 9 fig. — Etude d'un système de fondations pour machines. — E. 45677.

CDU 624.156 : 699.842.

79-106. Etude des sols de fondation dans la région du delta de la rivière Mackenzie (Canada) (Soils in some areas of the Mackenzie river delta region). PIHLAINEN (J. A.), BROWN (R. J. E.), JOHNSTON (G. H.); *Nation. Res. Council* (NRC 4096), Canada (oct. 1956), *Div. Build. Res., Tech. Pap.* n° 43, 26 p., 25 fig. h.-t., 4 réf. bibl. — Compte rendu de recherches effectuées pour déterminer les caractéristiques du sol de fondation avant la réalisation d'un programme gouvernemental de construction d'habitations à Aklavik. L'enquête a révélé

qu'en cet endroit le sol était constitué de silt et de sable fin, ayant une teneur en glace très élevée, qui le rendait impropre à la construction. — E. 46056..

CDU 624.131.3/435 (71).

80-106. Installation d'aérodromes dans les régions arctiques au sol éternellement gelé (Anlegg av flyplasser pa evig tele). PEDERSEN (S.); *Tek. Ukeblad*, Norv. (17 jan. 1957), n° 3, p. 49-56, 5 fig., 26 réf. bibl. — Problèmes posés par la construction de bâtiments sur des terrains gelés en profondeur; la construction des entrepôts non chauffés pose certains problèmes pour le creusement des fondations; celle des locaux chauffés en pose d'autres, pour empêcher la fusion de la glace portante. Examen de tous les aspects d'une installation de camp dans ces régions. — E. 45719.

CDU 69.03 "324" : 624.15/13 : 725.39 (211).

Deb le Mortiers.

81-106. Injection de ciment sous pression dans les fissures fines (Pressure grouting fine fissures). *Corps Engrs., U. S. Army (Waterw. Exper. Stn., Miss.)*, U. S. A. (oct. 1956), Rech. Rep. n° 6-437, x + 63 p., 23 fig., 6 fig. h.-t., 2 réf. bibl. — Étude faite par le Laboratoire d'Hydraulique du Corps du Génie américain. Description des essais. Résultats : facteurs influant sur la pénétration, facteurs influant sur la qualité des films obtenus. Conclusions. — E. 46159.

CDU 693.546.3 : 69.059.2 : 620.1.

Deb li Bétons.

82-106. Une théorie sur la déformation et la rupture du béton (En teori om betongens deformation och brott). REINIUS (E.); *Betong*, Suède (1955), n° 1, p. 15-43, 26 fig., 10 réf. bibl. — (Trad. d'un art. paru dans notre DT. 87 de septembre 1955, art. n° 101). — E. 45899.

— Trad. E. D. F. n° 2013, 30 p.

CDU 539.3/5 : 666.972.015.

83-106. Recherches sur les contraintes internes dans le béton (An investigation of internal stresses in concrete). NIELSEN (K.); *Nation. Res. Council, Canad.*, Canada (1956), Tech. Transl. TT-621, 13 p., 1 fig. — (Tiré de: *Swedish Inst. Cement Concr. Res.*, Traduit par: H. A. G. NATHAN). — Exposé du programme d'essais et des problèmes à examiner, influence de la composition du béton, des conditions hygrométriques et de la température pendant la prise, de l'entreposage, des dimensions des éprouvettes, des armatures. — E. 46058.

CDU 624.043 : 666.972.015 : 620.1.

84-106. Les agrégats naturels pour le béton et les agglomérés de béton (Die natürlichen Zuschlagstoffe für Beton und Betonwerkstein). KRÄMER (H.); LEHMANN (W. S.); Edit. *Bauverlag GmbH.*, All. (1956), 1 vol., 127 p., fig., 1 pl. h.-t. — Voir analyse détaillée B. 2145 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46725.

CDU 691.322 : 693.542 (03).

85-106. Conditions à remplir par l'eau de gâchage et par l'eau utilisée pour le traitement après prise du béton (Requirements for water for use in mixing or curing concrete). *Corps Engrs., U. S. Army (Waterw. Exper. Stn., Miss.)*, U. S. A. (nov. 1956), Tech. Rep. n° 6-440, vii + 36 p., 6 fig., 25 réf. bibl. — Résultats d'essais de laboratoire et compte rendu des recherches de la Waterways Experiment Station des U. S. A. — E. 46158.

CDU 693.542 : 666.972 : 620.1.

86-106. Influence de la préparation des fractions les plus fines du sable sur le béton du barrage sur le Leich à Rain (Der Einfluss der Feinstsandaufbereitung auf des Beton des Lechkraftwerkes Rain). KUHN (R.); *Beton-Stahlbetonbau*, All. (juil. 1955), n° 7, p. 179-186, 25 fig., 17 réf. bibl. — (Trad. de l'art.

analysée dans notre DT. 90 de déc. 1955, art. n° 63). — E. 46173. — Trad. Serv. Docum. Ponts Chauss. n° 1127, 31 p.

CDU 693.542 : 691.322 : 666.972.

87-106. Caractéristiques de la surface d'un béton sans enduit dans les immeubles d'habitation (Ytbeskaffenhet hos putsfri betong i husbyggnader). HÄGG (H.); *Cement-Betong*, Suède (déc. 1956), n° 4, p. 191-199, 7 fig. — On construit de plus en plus en Suède des maisons en béton sans enduit intérieur. Qualités nécessaires du béton pour permettre de peindre et de tapisser ces surfaces. Compte rendu des essais effectués et conclusions relatives à la qualité du béton. — E. 45535. — CDU 693.548 : 69.022.3.

88-106. Comment la grosseur de l'agrégat influe sur la résistance du béton à la flexion (Hur inverkar stenstorleken på betongens böjdraghallfästhet?). BÄHRNER (V.); *Cement-Betong*, Suède (déc. 1956), n° 4, p. 181-187, 5 fig., 1 réf. bibl. — Compte rendu d'essais à vingt-huit jours effectués au Laboratoire du Ciment et du Béton à Limhamn (Suède) avec deux séries de bétons de caractéristiques différentes. Courbes et tableaux. La conclusion principale est que l'on ne doit pas dépasser une grosseur de 35 mm pour les agrégats destinés à la confection de poutres. — E. 45535. — CDU 620.17 : 666.972 : 691.322.

89-106. Pratique du coffrage en bois et du ferrailage. III. Le coffrage des planchers-champignons, des silos, des ponts, des réservoirs et des éléments coulés d'avance. KUPFER (C.); traduit par T. HOLCA, adapté et présenté par BOURGINE (L.); Edit.: *Eyrolles*, Fr. (1957), 1 vol., 94 p., 79 fig. Voir analyse détaillée B. 2126 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46723. — CDU 69.057.5 : 624 (03).

90-106. Usage de la gunité comme matériaux de construction (The use of gunite as a structural material). WHYTELEY-MORAN (T.); *Struct. Engr*, G.-B. (fév. 1957), vol. 35, n° 2, p. 81-86. — Discussion de l'article analysé dans notre DT. 95, de juin 1956, art. n° 89. — E. 45882. — CDU 693.546 : 621.5.

91-106. Produits d'addition dans la confection du béton (Chemické přísady do betonu). ZPRAVY, Tchécosl. (1956), n° 3. — J. JAMBOUR : Accélérateurs de prise, entraîneurs d'air plastifiants, p. 26, 28-29, 31-54, 10 fig. (résumés français, russe). — O. POSPISIL : Expériences faites avec l'entraîneur d'air Vusal, p. 55-63, (résumés français, russe). — E. 46067. — CDU 666.972.16.

Deb mo Enduits. Revêtements. Petits ouvrages.

92-106. L'application mécanique des enduits. THEINER (J.); *Bâtir*, Fr. (déc. 1956), n° 63 : *Structura*, p. 191-203, 17 fig., 4 réf. bibl. — Texte en français, en allemand, et en anglais E. 45648. — CDU 693.625/1 : 658.564.

93-106. Le boulonnage remplace les procédés appliqués jusqu'à présent pour le percement des galeries (Die Ankerung im Tunnelbau ersetzt bisher gebräuchliche Einbaumethoden). RABCEWICZ (L. v.); *Schweiz. Bauztg*, Suisse (2 mars 1957), n° 9, p. 123-131, 21 fig., 25 réf. bibl. — E. 46420. — CDU 624.19 : 691.88.

Deb na Béton armé.

94-106. Réalisation économique des structures en béton armé calculées à la rupture (Economics of reinforced concrete designed by ultimate load method). ARCHER (F. E.) *Constr. Rev.*, Austral. (nov. 1956), vol. 29, n° 11, p. 23-27, 5 fig. — E. 45871. — CDU 624.012.45 : 624.04 : 539.5 : 69.003.

95-106. La précision dans la construction en béton (Beton og nøjagtighed i byggeriet). *Ingeniøren*, Danm. (2 fév. 1957), n° 5, p. 138-143, 8 fig., (résumé anglais). — Le comité constitué pour l'étude de cette question à l'initiative d'une société norvégienne a conclu qu'une construction bien organisée devrait se contenter de tolérances de l'ordre de 3 mm. Dans l'ossature d'un bâtiment, y compris la maçonnerie en briques, on peut encore admettre des tolérances de l'ordre de 10 mm, qui seraient à restreindre. — E. 46008. — CDU 621.753 : 624.012.45.

96-106. Calcul des étriers dans les poutres mixtes (en béton préfabriqué et en béton coulé sur place) précontraintes (Berechnung der Bügelbewehrung in Stahlbetonverbundkonstruktionen mit vorgespanntem Zuggut). GESSNER (M.); *Betonst. Zgt*, All. (fév. 1957), n° 2, p. 101-106, 8 fig., (résumés anglais, français). — Etude des planchers « Monofer ». Compte rendu des essais effectués au Laboratoire d'Essais des Matériaux de l'Ecole Technique Supérieure de Munich. — E. 46349. — CDU 693.554 : 624.012.3 : 693.546.

Deb ni Béton précontraint.

97-106. Étude comparative de la réalisation de la précontrainte dans les voiles minces autoportants (Uno studio comparativo sulla precompressione nelle volte sottili autportanti). GIANGREGO (E.); *G. Genio civ.*, Ital. (nov.-déc. 1956), nos 11-12, p. 739-748, 8 fig., 8 réf. bibl. — L'étude porte sur des voûtes cylindriques circulaires de petites dimensions et examine les effets de la précontrainte suivant que celle-ci est réalisée avec des câbles rectilignes ou curvilignes, disposés directement dans le voile ou logés dans les poutres de bordure. — E. 45856. — CDU 624.074.47 : 693.564.

98-106. Frottement du câble lors de la mise en précontrainte par post-tension (Cable friction in post-tensioning). LIN (T. Y.); *J. Struct. Div.*, U.S.A. (nov. 1956), n° ST6 : *Proc. A.S.C.E.*, vol. 82, Pap. 1107, 13 p., 9 fig., 6 réf. bibl. — Etude de la réduction de la précontrainte par frottement. — Valeurs du coefficient de frottement dans différentes conditions. Méthodes permettant de mesurer et de réduire les pertes dues au frottement. — E. 45256. — CDU 624.043 : 693.564.4 : 620.191.

Dec CHARPENTE MENUISERIE. SERRURERIE.

Dec I Travail des métaux. Charpente. Soudure. Menuiserie. Construction mixte.

99-106. Toutes les soudures. — Plomberie. Ferblanterie. Electricité. Zingage. Tôlerie. Chaudronnerie. *ENGINEER* (An.); Edit.: *Libr. Polytech. Ch. Béranger*, Fr., Belg. (1957), 3^e édit., 1 vol., 126 p., 150 fig., 15 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2131 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46906. — CDU 621.791 (03).

100-106. Emploi de la soudure dans les constructions métalliques (The use of welding in steel building structures). *British Constructional Steelwork Association* (B.C.S.A.), Artillery House, Westminster, S.W. 1, G.-B. (1952), Publ. n° 6, 35 p., 35 fig. — L'objet de la présente brochure est de fournir des indications pratiques pour la réalisation des constructions en acier doux et en acier à haute résistance soudées à l'arc. L'étude s'applique en principe aux bâtiments et ne concerne pas les ponts, réservoirs et gazomètres. Emploi

de la soudure à l'arc dans l'assemblage des éléments de construction, étude d'une poutre pleine soudée, d'une poutre soudée pour grue, d'étais soudés. Procédés de soudage, caractéristiques de l'acier et des électrodes. — E. 44480. — CDU 621.791 : 624.014.25 : 69.

101-106. Importance relative des réactions de contact dans la résistance statique des joints rivés (Effect of bearing ratio on static strength of riveted joints). JONES (J.); *J. Struct. Div.*, U.S.A. (nov. 1956), n° ST6 : *Proc. A.S.C.E.*, vol. 82, Pap. 1108, 10 p., 3 fig., 11 réf. bibl. — Le rapport de la réaction de contact à la contrainte axiale ou à la contrainte de cisaillement peut être supérieur aux valeurs indiquées dans la plupart des règlements sans que la résistance des joints en soit affectée. — E. 45256. — CDU 624.043 : 624.078.1.

102-106. Résistance statique de rivets soumis à des contraintes combinées de traction et de cisaillement (The static strength of rivets subjected to combined tension and shear). MUNSE (W. H.), COX (H. L.); *Univ. Ill. Bull. U.S.A.* (déc. 1956), vol. 54, n° 29, (*Univ. Ill. Engng. Exper. Stn Bull.* n° 437), 28 p., 42 fig., 3 réf. bibl. — Compte rendu d'essais organisés par le Comité d'Etudes américain sur les assemblages rivés. Description des spécimens et des appareils d'essai, organisation des essais, résultats et conclusions. — E. 45890. — CDU 624.078.1 : 620.17.

103-106. Principes fondamentaux de la construction métallique (Grundlagen des Stahlbaus). RADEK (H.); Edit.: *Georg Westermann*, All. (1955), 1 vol., 258 p., 184 fig. — Voir analyse détaillée B. 2148 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46825. — CDU 624.014.2 : 624.04 (03).

104-106. Avantages des ossatures métalliques et des murs-rideaux (curtain-walls) dans la construction rapide et économique d'immeubles. MESLAND (P.); *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (mai 1957), n° 113, (Construction métallique : 24), p. 453-476, fig. — Le conférencier montre comment la préfabrication, dont les murs-rideaux sont une application, est un moyen de réduire la crise de main-d'œuvre dans le bâtiment, de construire plus vite et mieux, de supprimer les enduits. Il passe en revue les propriétés des murs-rideaux, leurs qualités thermiques et acoustiques, examine le problème des joints, les moyens de lutter contre la corrosion et d'éviter les méfaits de la condensation. Il examine ensuite les matériaux utilisables comme parois : les aciers (ordinaire, galvanisé, inoxydable, émaillé, plastifié); les alliages légers, leur protection; les plastiques, la glace trempée, teintée. Il donne enfin des exemples d'application et d'emploi, signale les avantages procurés par la fixation sur ossature métallique, l'économie importante due à la légèreté des murs-rideaux et à leur faible épaisseur qui augmente la surface utile. — E. 47689. — CDU 693.97 : 69.022.327.

105-106. La construction métallique dans le bâtiment. I (Stahlhochbau. I). BUCHENAU (H.); Edit.: *B. G. Teubner*, All. (1956), 15^e édit., vi + 124 p., 220 fig., réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2147 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46349. — CDU 693.97 : 721 : 69 (03).

106-106. Évolution dans la construction métallique des ponts et bâtiments en Allemagne depuis la fin de la guerre (Post-war developments in German steel bridges and structures). GODFREY (G. B.); *Struct. Engr*, G.-B. (fév. 1957), vol. 35, n° 2, p. 53-68, 31 fig., 53 réf. bibl. — Exposé d'ensemble sur les procédés de construction et réalisation de ponts, de bâtiments d'habitation de grande hauteur et de bâtiments industriels. — E. 45882. — CDU 624.01 : 624.2/8 : 721 (43).

Def PRÉFABRICATION

107-106. L'usine en béton de la Pressed Steel Co Ltd., à Stratton St. Margaret (G.-B.) (Factory in concrete for the Pressed Steel Co Ltd., Stratton St. Margaret). NEW (D. H.), SANDERS (R.); *Struct. Engrs.*, G.-B. (fév. 1957), vol. 35, n° 2, p. 69-80, 17 fig. — Description détaillée du bâtiment principal dont la construction est caractérisée par un large emploi d'éléments préfabriqués de béton armé pour les poteaux, poutres, charpente de sheds, cloisons extérieures. — E. 45882. CDU 725.4 : 693.55 : 69.002.2.

108-106. Résultats d'essais de divers systèmes de liaisons destinés à améliorer la résistance à la flexion d'ensembles de plaques préfabriquées en béton armé (Rezultatele unor incercari asupra unor tipuri de imbinari pentru preluarea momentelor incovoietoare la placi prefabricate). LÖBEL (L.), CNEAJEVICI (M.); *Industr. Constr. Mater. Constr.*, Roum. (1956), n° 12, p. 713-720, 21 fig., 2 réf. bibl. — E. 46089. CDU 624.073 : 691.328 : 624.078.

109-106. Influence des paramètres caractéristiques des petits logements réalisés dans des immeubles construits en panneaux de grandes dimensions sur la détermination de ces éléments préfabriqués (en russe). VASSILKERSKI (S. V.); *Arhitekt. Stroit., Leningrad*, U.R.S.S. (sep. 1956), n° 3, p. 9-14, 11 fig., 2 fig. h.-t. — E. 45342. CDU 624.07 : 69.022.3 : 69.002.2 : 728.2.011.

110-106. Caractéristiques et classification des éléments préfabriqués de grandes dimensions pesant plus de 3 t, utilisés dans le bâtiment (en russe). RAGLIAN (V. F.), KROUKOFF (N.M.); *Arhitekt. Stroit., Leningrad*, U.R.S.S. (sep. 1956), n° 3, p. 15-18, 14 fig. — E. 45342. CDU 624.07 : 69.022.3 : 69.002.2 : 728.2.011.

111-106. Réflexions sur la préfabrication légère. PUX (A.); *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (mai 1957), n° 113, (Technique générale de la construction : 20), p. 409-420, fig. — La préfabrication légère, au sens de la construction de maisons individuelles ou jumelées, exige une certaine ressemblance avec la construction traditionnelle, l'organisation d'une opération industrielle et la nécessité d'assurer le montage, quelle que soit la localisation des chantiers. Des séries utiles peuvent être de l'ordre de 500 unités de trois à cinq pièces, et si les usines sont avantageusement alimentées par fer, les livraisons se font de préférence par route. La préfabrication procure une économie de temps, d'études, de matériaux et de main-d'œuvre. Si l'on peut vaincre les difficultés dues aux formalités administratives, aux recherches de terrains, on peut espérer un développement intéressant, à condition que les entreprises locales s'intéressent au montage et que l'on repense le système des prêts à la construction. — E. 47689. CDU 69.002.2 : 728.3.

Dic CLIMATISATION

112-106. La fourniture et les besoins de chaleur et d'eau chaude dans les immeubles collectifs (Heating and hot-water supply and demand in flats). DALE (K. W.); *J. Instn Heat. Ventil. Engrs.*, G.-B. (fév. 1957), vol. 24, p. 421-473, 26 fig., 28 réf. bibl. — Etude de la consommation de combustible dans un certain nombre d'installations de chauffage et de distribution d'eau chaude. Intérêt de prévoir des compteurs d'eau chaude. Etude économique du chauffage électrique par le plancher et des chauffe-eau électriques. — Discussion. — E. 46142. CDU 697.003 : 696.4 : 728.2.011.

113-106. La contribution du rayonnement à la conduction de la chaleur (The contribu-

tion of radiation to heat conduction). VAN DER HELD (E.F.M.); *Nation. Res. Council. Canada*, Canad. (1956), Tech. Transl. TT-626, 15 p., 4 fig., 1 réf. bibl. (Tiré de : *Centr. Tech. Inst. T. N. O. Deft-Afd. Warmte- tech Verslag* 37, 1955). Traduction anglaise par H. A. G. NATHAN d'une étude hollandaise. — Essai d'explication des phénomènes intervenant dans la contribution du rayonnement à la conduction de la chaleur. — E. 46059. CDU 536.3/2.

114-106. Les températures maximales dans les conduits de fumées. CLAUDON (A.); *Industr. thermiques*, Fr. (jan. 1957), n° 1, p. 21-40, 26 fig., 5 réf. bibl. — E. 45909. CDU 697.81 : 699.81 : 536.5.

115-106. Pénétration de l'humidité dans les murs pleins de façade en briques (Moisture penetration of solid facing brick walls). JONELL (P.), MÖLLER (T.); *Nation. Res. Council. Canada*, Canad. (1956), Tech. Transl. TT-618, 27 p., 17 fig. (Tiré de : *Byggnästaren*, 1951, 17, p. 277-284). — Texte de la traduction anglaise par H. A. G. NATHAN, d'une étude suédoise sur la pénétration de l'eau de pluie dans les murs en maçonnerie de briques et sur les avaries provoquées par les intempéries à des bâtiments de la région de Göteborg. Compte rendu d'essais effectués à l'Institut de Recherches du Bâtiment de l'Ecole technique supérieure Chalmers. — E. 46057. CDU 699.82 : 693.2 : 69.059.2.

116-106. Influence de la grandeur du local et de la ventilation sur la condensation dans les cuisines de petite dimension (Ueber den Einfluss von Raumgrösse und Luftwechsel auf die Durchfeuchtung von Kleinküchen). HEIDT-KAMP (G.), ROEDLER (F.); *Gesundheitsingenieur.* All. (11 fév. 1957), n° 3-4, p. 45-53, 9 fig., 9 réf. bibl. — E. 46140. CDU 697.9 : 643.3.

117-106. Précautions à prendre dans les chaufferies cuvelées. — *Industr. thermiques*, Fr. (jan. 1957), n° 1, p. 17-20, 2 fig. — E. 45909. CDU 614.8 : 697.32.

118-106. Techniques modernes d'isolation des chambres froides. CHRISSEMENT (P.); *Isolation-Climatisation*, Fr. (déc. 1956), n° 6, p. 29-41, 30 fig. — E. 45907. CDU 699.86 : 643.37.

119-106. Problème de l'évacuation des gaz de combustion et de la ventilation dans les immeubles de grande hauteur I. II. (fin). (Roookgas- en ventilatie perikelen bij hoge gebouwen). JONG (A. de); *Polytech. t.*, Pays-Bas (3 jan. 1957), n° 1-2, p. 6b-11b, 8 fig. : (17 jan. 1957), n° 3-4, p. 51b-56b, 17 fig. — Exposé des solutions appliquées dans une série de sept blocs de constructions à dix étages édifiés à Rotterdam. — Examen détaillé des conceptions modernes des souches de cheminées, de l'évacuation des gaz de fumée et des problèmes connexes, en particulier de l'agressivité des gaz sur les parties métalliques des installations. — E. 45540, 45753. CDU 697.85 : 697.9 : 721.011.27.

120-106. Les échanges de chaleur dans les bâtiments et les données climatiques (Var-meutvekslingen i bygninger og klimaet) JOHANNESSEN (Th. W.); Edit. : *Norges Byggeforskningsint.*, Norv. (1956), rapp. n° 21; 1 vol., 258 p., 102 fig., 17 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2152 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46532. CDU 697.13/14 (03).

Dic I Chauffage.

121-106. Problèmes du chauffage, de la ventilation et de la technique sanitaire dans la construction des maisons de grande hauteur (Heizungs-, lüftungs- und sanitärtechnische Probleme im Hochhausbau). HALBIG (W.);

Heiz. Lüft. Haustech., All. (20 fév. 1957), vol. 8, n° 2, p. 42-45, 12 fig. — L'étude concerne les immeubles de 14 étages et davantage. — E. 46371. CDU 697.4/9 : 721.011.27 : 696.

122-106. Les installations de chauffage des maisons d'habitation (House heating equipment). GRANT WILSON (A.); *Div. Build. Res.*, *Nation. Res. Council.*, Canada (nov. 1956), *Build. note* n° 25, 14 p., 3 fig. — Rôle de l'installation de chauffage, énumération des divers systèmes utilisés et facteurs à considérer dans le choix d'une installation. Calcul des déperditions de chaleur, rendement des appareils de chauffage. Etude des cheminées. Installation des appareils de chauffage. — E. 46051. CDU 697.4 : 728.

123-106. Les services d'eau chaude dans les immeubles de grande hauteur (Warmwasserversorgungen in Hochhäusern). BÖSCH (K.); *Heiz. Lüft. Haustech.*, All. (20 fév. 1957), vol. 8, n° 2, p. 47-53, 14 fig., 8 réf. bibl. — E. 46371. CDU 696.4 : 721.011.21.

124-106. Enquête sur le rendement des chauffe-eau automatiques à accumulation marchant au gaz ou à l'électricité (Investigation of the performance of automatic storage-type gas and electric domestic water heaters). HEBRANK (E. F.); *Univ. Ill. Bull.*, U.S.A. (oct. 1956), vol. 54, n° 15, (*Univ. Ill. Engng Exper. Stn Bull.* n° 436), 39 p., 29 fig., 2 réf. bibl. — Compte rendu d'une enquête effectuée par le laboratoire d'essais de l'Université of Illinois et qui a porté sur six chauffe-eau au gaz et sept chauffe-eau électriques. — E. 45889. CDU 696.4 : 662.95 : 621.36.

Dic n Ventilation. Conditionnement. Traitement de la matière.

125-106. Climat et conditionnement d'air. — *Rev. Gén. militaire*, Fr. (oct.-nov.-déc. 1956), p. 339-382, 18 fig., 11 réf. bibl. — Etude sommaire des principaux types de climats. Principes de calculs des installations de conditionnement. Rôle de la constitution des bâtiments. Conditions particulières du conditionnement dans les climats chauds et secs (Sahara). — E. 46298. CDU 697.9 : 551.5 : 721.011.2.

126-106. Conclusions générales pour la solution du problème de la ventilation des tunnels routiers (suite d'un voyage d'étude) (Allgemeine Schlussfolgerungen zur Lösung des Lüftungsproblems bei Autotunneln — Auswertung einer Studienreise). KRESS (H. H.); *Strassen-Tiefbau*, Autr. (fév. 1957), n° 2, p. 53-54, 56, 58, 60, 62-63, 13 fig., 39 réf. bibl. — E. 46479. CDU 697.92 : 624.193 : 625.7.

127-106. La formation et l'élimination des suies. II. Le dépolluissage des fumées de mazout. THIN (D.); *Industr. thermique*, Fr. (jan. 1957), n° 1, p. 1-16, 25 fig. (I. Les suies de mazout : analyse parue dans notre DT. 95 de juin 1956, art. n° 130). — E. 45909. CDU 697.88.

Dic ÉCLAIRAGE

128-106. Technique de l'éclairage. Manuel pour les projets d'installations d'éclairage. I. II. III. — Edit. : *Philip's Gloeilampen-fabriken*, Pays-Bas, (1956), 3 vol. : I. Bases de la technique de l'éclairage, xiii + 213 p., 187 fig., 21 réf. bibl. — II. Éclairage intérieur, xiv + 195 p., 153 fig., 12 réf. bibl. — III. Éclairage extérieur, xii + 146 p., 125 fig., 5 réf. bibl. — Voir analyse détaillée B. 2153, au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46854, 46855, 46856. CDU 628.9 (03).

Dif PROTECTION CONTRE LES DÉSORDRES ET ACCIDENTS

Dif j Acoustique. Vibrations. Protection contre les bruits et les vibrations.

129-106. Un exemple de détermination de l'isolement acoustique. PUJOLLE (J.); *Isolation-Climatisation*, Fr. (déc. 1956), n° 6, p. 15-22, p. 15-22, 24 fig. — Compte rendu des recherches préalables à la construction prochaine des studios de la Maison de la Radio à Paris. Essais de planchers effectués au laboratoire du C.S.T.B. à Champs-sur-Marnes. — E. 45907. CDU 699.84 : 727.94 : 534.6.

130-106. L'acoustique des grandes salles. LAMORAL (R.); — *Isolation-Climatisation*, Fr. (déc. 1956), n° 6, p. 23-27, 6 fig. — E. 45907. CDU 534.84 : 725.81/2.

131-106. Le problème du bruit : l'absorption acoustique. ARMAGNAC (R.); *Trav. Méthodes*, Fr. (fév. 1957), n° 109, p. 20-28, 12 fig., 1 réf. bibl. — Étude rappelant les notions générales d'absorption acoustique et faisant ressortir la nécessité d'envisager l'emploi de diaphragmes amortis, afin d'éviter d'assourdir les locaux en conservant les fréquences basses, et en créant ainsi des ambiances pénibles (locaux fonctionnels courants). — E. 46370. CDU 699.84.

Dif m Protection contre les phénomènes naturels.

132-106. Plans de protection contre les inondations pour Cumberland, Maryland, et Ridgeley, Virginie-Ouest (Flood protection plans for Cumberland, Maryland and Ridgeley, West Virginia). *Corps Engrs, U.S. Army (Waterw. Exper. Stn, Miss.)*, U.S.A. (jan. 1957), Tech. Rep. n° 2-448, vii + 16 p., 2 fig., 14 fig. h.-t., 10 pl. h.-t. — Description des essais sur modèle au 1/60 des ouvrages projetés pour la protection de ces deux villes contre les inondations. Résultats. — E. 46286. CDU 627.51 : 532.5.

Fac ÉLÉMENTS PORTEURS

Fac j Ossatures Piliers. Colonnes.

143-106. Poteaux. — *Ann. I.T.B.T.P.*, Fr. (mai 1957), n° 113, (Manuel de la construction métallique : 13), p. 421-434, fig. — Les divers poteaux utilisés dans les constructions métalliques sont d'abord classés suivant leur constitution, la forme de leur section, le mode d'assemblage employé, la nature des liaisons aux extrémités et le genre de la construction dont ils font partie. Exposé du mode de calcul des poteaux articulés à leur base et des poteaux de bâtiments à étages. Deux exemples de calcul sont donnés. — E. 47689. CDU 624.072.3 : 624.014.2.

Fac l Poutres. Dalles. Planchers.

144-106. Les efforts sismiques dans les planchers de bâtiments (Earthquake stresses in building floors). GLAZBROOK (Ch. S.); *J. Struct.*

133-106. Contribution aux travaux de protection contre les avalanches. Filet pare-avalanches. LABOUDIGUE (M.); PEZET (G.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (fév. 1957), n° 301, p. 75-78, 81-84, 17 fig. — E. 46219. CDU 624.18.

Dig l CANALISATIONS

134-106. Pose d'un faisceau de conduites franchissant la rivière Süderelbe (Allemagne) (Verlegung eines Rohrbündels quer durch die Süderelbe). BRÜDERN (P.); *Bauingenieur*, All. (déc. 1956), n° 12, p. 433-436, 5 fig. — Étude de la pose d'un faisceau de trois conduites en acier alimentant en vapeur une nouvelle raffinerie de pétrole près de Hambourg. — Les conduites, d'un diamètre intérieur de 547 mm, sont posées au fond du lit de la rivière. — E. 45448. CDU 621.643.2 : 624.014.2 : 626.02.

Dig m RÉSERVOIRS. SILOS

135-106. Réservoir, centre commercial et administratif de la cité de Caen « La Guérinière ». BATELLIER (J. B.); *Ingr.-Constructeur*, Fr. (fév. 1957), n° 2, p. 57-60, 11 fig. — Description d'un complexe architectural réunissant en une seule construction en béton armé un réservoir d'eau de 3 000 m³, un marché couvert de 1 500 m² et un centre administratif. Le réservoir de 30 m de hauteur a la forme d'un cône posé sur la pointe. Détails techniques de réalisation. — E. 46315. CDU 624.012.45 : 628.13 : 725.26/12.

Do ENTREPRISE. ORGANISATION. INDUSTRIALISATION.

ÉTUDES. DOCUMENTATION.

MAIN-D'ŒUVRE.

136-106. Un chantier d'essai. DRESSEL (G.); *Bâtir*, Fr. (déc. 1956), n° 63 : *Structura*, p. 204-216, 18 fig. — Texte en français, en allemand et en anglais. — Description d'un chantier expérimental réalisé selon les instructions du Ministère allemand de la Reconstruction en vue de la rationalisation dans l'industrie du bâtiment. — E. 45648. CDU 69.002 : 69.001.5.

F. — LES OUVRAGES

Div., U.S.A. (nov. 1956), n° ST6 : *Proc. A.S.C.E.*, vol. 82, Pap. 1098, 6 p., 5 fig. — Détermination des caractéristiques à donner au plancher pour assurer la distribution des charges horizontales dues aux secousses sismiques. — E. 45256. CDU 624.042 : 699.841 : 69.025.22.

Fac m Toitures. Voûtes.

Dômes. Coupoles. Arcs. Escaliers.

145-106. Toiture de 39,5 m de portée d'un hangar d'aviation, suspendue par câbles (Cables support 130-ft hangar roof). *Engng News-Rec.*, U.S.A. (27 déc. 1956), vol. 157, n° 26, p. 39-40, 4 fig. — Description de la couverture d'un hangar de l'aéroport de Philadelphie. Elle comporte dix paires de câbles d'acier et permet l'élimination des poteaux à l'intérieur du bâtiment. Les câbles sont ancrés à l'ossature en béton armé d'un bâtiment adjacent. — E. 45716. CDU 624.91.014.2 : 624.078.5 : 624.071.2.

137-106. La mécanisation sur les chantiers de construction. GARBOTZ (G.); *Bâtir*, Fr. (déc. 1956), n° 63 : *Structura*, p. 144-158, 16 fig. — Texte en français, en allemand et en anglais. — E. 45648. CDU 658.564 : 69.

Dod MATÉRIEL ET OUTILLAGE

138-106. Matériel pour petits travaux de terrassement. HILLE (B.); *Bâtir*, Fr. (déc. 1956), n° 63 : *Structura*, p. 159-170, 26 fig. — Texte en français, en allemand et en anglais. — E. 45648. CDU 621.879.

139-106. Facteurs influençant le choix du type de drague le plus approprié (Factors influencing the choice of the right dredger). RINGERS (J. A.); *Proc. Instn civ. Engrs, G.-B.* (fév. 1957), vol. 6, p. 151-182, 17 fig., 4 fig. h.-t., 8 réf. bibl. — E. 46243. CDU 621.879.

140-106. Le matériel de préparation du béton. WEBER (R.); *Bâtir*, Fr. (déc. 1956), n° 63 : *Structura*, p. 171-182, 20 fig., 12 réf. bibl. — Texte en français, en allemand et en anglais. — E. 45648. CDU 621.92 : 693.54.

141-106. Les appareils de levage et de manutention. ZORBACH (B.); *Bâtir*, Fr. (déc. 1956), n° 63 : *Structura*, p. 183-191, 23 fig. (texte en français, en allemand et en anglais). — E. 45648. CDU 621.86.

Dof LES CHANTIERS ET LA SÉCURITÉ.

Dof m Sécurité des chantiers.

142-106. Mission en U.R.S.S. — *Cah. Comit. Prévent. Bâtim. Trav. publ.*, Fr. (déc. 1956), numéro spécial : *Rapp. Déléгат. Organisme Professionnel Prévent. Bâtim. Trav. publ.* Août 1956; 36 p., nombr. fig. — Compte rendu d'une mission envoyée en U.R.S.S. en août 1956 pour y étudier l'organisation de la prévention des accidents de travail sur les chantiers du bâtiment et des travaux publics. Exposé des conditions de travail, de l'organisation des chantiers. — E. 45904. CDU 614.8 (47) : 061.24.

F 146-106. Construction du plus grand dôme en bois d'une portée de 91,5 m (Biggest wood dome spans 300 feet). *Engng News-Rec.*, U.S.A. (10 jan. 1957), vol. 158, n° 2, p. 32-34, 8 fig. — Brève description d'un bâtiment du Montana State College (U.S.A.). Charpente de couverture en bois lamellé collé. — E. 45748. CDU 624.91 : 69.024.4/8 : 694.2 : 674.028.9.

Fad ÉLÉMENTS NON PORTEURS

Fad l Menuiseries.

147-106. Portes en bois, en métal, en verre (Türen aus Holz, Metall und Glas). SCHNECK (A. G.); *Edit. Julius Hoffmann*, All. (1956), 5^e édité, 1 vol. 180 p., fig. — Voir analyse détaillée B. 2146 au chapitre III « Bibliographie ». — E. 46614. CDU 69.028.1 (03).

Fe BATIMENT EN GÉNÉRAL

Feb HABITATIONS

Feb j Pièces d'habitation.

148-106. Projets de salles à manger dans les immeubles d'habitation (Projekterede spisepladser i etageboliger). MEYER (G.); *Stat. Byggeforskningsinst.*, Danm. (1956), Rapp. n° 17, 126 p., nombr. fig. — Etude du rôle et de la conception de la salle à manger dans les maisons d'habitation (au Danemark). Nombreux plans explicatifs de réalisation et d'aménagement de la salle à manger qui sert fréquemment de salle de séjour. — E. 45666. CDU 643.4 (489).

Feb l Habitations individuelles.

149-106. Maisons individuelles. V. — *Archit. fr.*, Fr. (jan. 1957), n°s 173-174, p. 3-90, nombr. fig. — Numéro consacré à des réalisations de maisons individuelles dans les diverses parties du monde. — E. 46136. CDU 728.3 (100).

Feb mo Immeubles de rapport.

150-106. Immeuble à appartements de l'Office des Habitations à Loyers modérés de la Sarthe au Mans. LABORDE (J.); *Tech. Trav. Fr.* (jan.-fév. 1957), n°s 1/2, p. 18-27, 26 fig. — Immeuble de dix étages à ossature en béton armé. Fondations sur pieux Franki. Emploi de la préfabrication en béton pour les planchers, escaliers, éléments de façades, chauffage collectif par le sol. — E. 46077. CDU 728.2.011.27 : 693.55.

Fec BATIMENTS CULTURELS

151-106. Etude des piscines (Design of swimming pools). JERUS (G. R.); *Air Condition. Heat. Ventil.*, U.S.A. (fév. 1957), vol. 54, n° 2, p. 114-124, 21 fig. — Données techniques sur le dimensionnement et les équipements de divers types de piscines. — Canalisation. Epuration de l'eau. Chauffage. — E. 46239. CDU 725.74.

Fed m Hygiène publique.

152-106. Le problème de l'évacuation des déchets radioactifs liquides et gazeux à l'usine atomique de Windscale (Grande-Bretagne) (The problem of liquid and gaseous effluent disposal at Windscale). FARMER (F. R.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (jan. 1957), vol. 6, p. 21-44, 5 fig., 18 réf. bibl. — Les déchets radioactifs de cette usine sont évacués par une conduite souterraine et rejetés dans la mer d'Irlande. — Influence du type des piles, des opérations chimiques, du site, qui constituent des facteurs importants dans l'étude du problème de l'évacuation des déchets radioactifs de cette usine. — Discussion. — E. 45681. CDU 628.54 : 539.1 : 628.39.

Fed n Génie rural. Irrigation.

153-106. Irrigation par aspersion. — *Minist. Agricult.*, Fr., *Et. Trav. Centre Rech. Experim. Génie Rural* n° 26. — I. Calcul rapide du diamètre des latéraux. 15 p., 1 fig., 12 fig. h.-t. : Présentation d'une méthode simple de calcul d'un latéral à section uniforme, avec exemples d'application : cas d'un latéral reposant sur un terrain horizontal ou sur un terrain en pente. Etude du cas de latéraux à deux diamètres. — II. Interprétation des caractéristiques pluviométriques des arroseurs. 7 p., 1 fig., 6 fig. h.-t. — III : Calcul du diamètre économique des canalisations d'amenée

d'eau. 21 p., 8 fig. h.-t. : Formules de base, application de ces formules, à l'étude d'un réseau autonome plus ou moins complexe d'irrigation par aspersion. — IV : Recherche d'une méthode d'appréciation de la qualité des arroseurs rotatifs du point de vue répartition de l'eau sur le sol. 3 p., 2 fig. — V : Mesure du taux d'humidité des sols irrigués. 3 p. : Méthode du pycnomètre. — E. 45477. CDU 626.8 : 621.643.2/3.

Feg BATIMENTS EN GÉNÉRAL

Feg l Bâtiments de plus de 10 étages.

154-106. La Société Inland Steel construit un nouvel immeuble pour ses services (Inland Steel builds a new home). *Engng News-Rec.*, U.S.A. (10 jan. 1957), vol. 158, n° 2, p. 43-48, 8 fig. — Bâtiment de dix-neuf étages à ossature métallique construit à Chicago. Poutres de grande portée. Fondations sur pieux métalliques en profilés. Panneaux métalliques de revêtement extérieur, avec châssis vitrés. — E. 45748. CDU 721.011.27 : 693.97 : 624.155.

Fib OUVRAGES INDUSTRIELS
ET COMMERCIAUX
DE PRODUCTION D'ÉNERGIE
ET D'UTILITÉ PUBLIQUE

Fib je Industrie.

155-106. Bureaux. Usines. Laboratoires. — *Archit. Auj.*, Fr. (déc. 1956-jan. 1957), n° 69, 103 p., nombr. fig. — Numéro consacré à la description d'immeubles de bureaux, de bâtiments industriels, de garages et de laboratoires dans divers pays. — E. 45906. CDU 725.2 : 725.4 : 727.5.

Fib l Dépôts de marchandises.
Marchés.

156-106. Hangar des Tasman Empire Airways à Whenuapai (Nouv. zél.). — (Tasman Empire Airways hangar at Whenuapai). KINGSTON (R.); THOM (D. A.); *Engineering*, N.-Zél. (15 déc. 1956), vol. 11, n° 12, p. 388-399, 16 fig. — Hangar d'aviation dont la charpente est constituée par des portiques à deux articulations en treillis métallique de 51,8 m de portée. Etude des fondations et de la charpente. Exécution des travaux. Equipement du hangar. — E. 46351. CDU 725.39 : 624 : 014.2.

Fib n Production d'énergie.
Ouvrages hydrauliques. Barrages.
Régularisation des cours d'eau.

157-106. Etat de l'avancement des travaux, à la fin de l'année 1956, pour l'aménagement du Saint-Laurent (Key year ends: picture brightens on the St. Lawrence). *Engng News-Rec.*, U.S.A. (27 déc. 1956), vol. 157, n° 26, p. 28-32, 10 fig. — Exposé général, différences dans les procédés de bétonnage utilisés par les ingénieurs canadiens et américains pour la construction du barrage de l'île Barnhardt. — E. 45716. CDU 627.8/1/693.542.

158-106. Le barrage de Pirapora, à Sao Paulo, Brésil (Spærredæmning i Pirapora Sao Paulo, Brasilien). CHRISTENSEN (E. D.); *Ingeniøren Danm.* (19 jan. 1957), n° 3, p. 94-99, 13 fig. — Description du barrage construit

sur le Rio Tété en amont de Sao Paulo entre mai 1954 et décembre 1955. Il s'agit d'un barrage en béton de 98 m de longueur et de 50 m de hauteur qui alimente une station de 390 000 kW. Etude de l'organisation du chantier comportant deux cent cinquante ouvriers. — E. 45770. CDU 697.8/1.

159-106. Le barrage d'Anchicaya en Colombie (Amérique du Sud). GUYOT (L.); *Tech. Trav. Fr.* (jan.-fév. 1957), n°s 1/2, p. 44-52, 11 fig. — Barrage-poids arqué en béton armé du type déversoir; hauteur : 60 m, longueur en crête : 205 m. — E. 46077. CDU 627.8.

160-106. La conception de la centrale d'Eklutna (Alaska) (Design of the Eklutna project, Alaska). COOK (F. B.), GOODMAN (D. L.); *J. Power Div.*, U.S.A. (déc. 1956), n° PO6 : *Proc. A.S.C.E.*, vol. 82, Pap. n° 1132, 26 p., 16 fig. — Centrale hydroélectrique de 30 000 kW construite en 1950/55. Description des installations. Barrage en enrochements de 7,9 m de hauteur au-dessus des fondations, longueur 169 m. Cuvelage de galerie en éléments préfabriqués de béton armé. — E. 45694. CDU 621.311.21 : 627.8.

161-106. Conception et construction des barrages en terre dans l'Ouest du Canada (Design and construction of earth dams in Western Canada). PETERSON (R.); *Engng J.*, Canada (fév. 1957), vol. 40, n° 2, p. 129-137, 9 fig., 43 réf. bibl. — E. 46554. CDU 627.8 : 691.4.

162-106. Le groupe de centrales hydroélectriques Valle di Lei-Hinterrhein I. II. (fin) (Die Kraftwerkgruppe Valle di Lei-Hinterrhein). KALT (L.); *Schweiz. Bauztg.*, Suisse (2 fév. 1957), n° 5, p. 65-70, 10 fig.; (9 fév. 1957), n° 6, p. 79-84, 12 fig. — Etude d'ensemble de cet important projet d'aménagement intéressant la Suisse et l'Italie. Géologie du site, hydrologie, étude d'implantation des ouvrages de retenue, galeries d'amenée, centrales et voies d'accès. — E. 45975 46084. CDU 627.8 : 621.311 : 624.19.

163-106. Jochenstein (Centrale au fil de l'eau construite sur le Danube en collaboration par les services autrichiens et allemands de production d'énergie) (Jochenstein). KÖNIG-SHOFFER (E.); *Water-Power*, G.-B. (mars 1957), vol. 9, n° 3, p. 89-98, 17 fig. — Etude du projet et de l'exécution des travaux. Equipement de la centrale. — E. 46424. CDU 627.8/1.

164-106. Série de quatre études sur les déversoirs latéraux pour canalisations (Symposium of four papers on side spillways). *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (fév. 1957), vol. 6, p. 250-343, 66 fig. — P. ACKERS : Etude théorique des déversoirs latéraux fonctionnant comme trop-plein pour l'évacuation des précipitations pluviales dans les réseaux d'égouts (A theoretical consideration of side weirs as storm-water overflows) p. 250-269, 10 fig. — J. W. ALLEN : Le déversement de l'eau au-dessus des déversoirs latéraux dans les conduites circulaires (The discharge of water over side weirs in circular pipes), p. 270-287, 19 fig. — Présentation des formules de différents chercheurs, compte rendu de recherches expérimentales sur des déversoirs latéraux aménagés dans les parois de conduites circulaires. — V. K. COLLINGE : Le débit des déversoirs latéraux (The discharge capacity of side weirs), p. 288-304, 10 fig., 4 fig. h.-t. — Rappel des études théoriques et description de recherches expérimentales. — W. FRAZER : Comportement des déversoirs latéraux dans les canaux prismatiques à section rectangulaire (The behaviour of side weirs in prismatic rectangular channels), p. 305-343, 27 fig., 7 fig. h.-t., 25 réf. bibl. — Résultats d'une série d'expériences et étude théorique du problème. — E. 46243. CDU 621.646 : 628.14/21 : 532.

165-106. L'ouvrage de régulation d'Old River. Efforts verticaux exercés sur les vannes (Old River low-sill control structure. Down-pull forces on vertical-lift gates). *Corps Engrs., U. S. Army (Waterw. Exper. Stn., Miss.)*, U. S. A. (déc. 1956), Tech. Rep. n° 2-447, Rep. 1, viii + 16 p., 10 fig., 1 fig. h.-t., 85 pl. h.-t., 3 réf. bibl. — Essais sur modèles ayant pour but de déterminer les efforts verticaux appliqués aux vannes par la chute d'eau la plus forte. Modifications apportées au projet primitif pour tenir compte des résultats de ces essais. — E. 46285.

CDU 624.646.6 : 627.8 : 624.042 : 532.5.

166-106. La galerie sous pression de la station d'accumulation par pompage de Reischach-Rabenleite sur le Pfreimd (Der Druckstollen des Pumpspeicherwerkes Reischach-Rabenleite an der Pfreimd). HAUTUM (F.); *V. D. I., All.* (11 fév. 1957), vol. 99, n° 5, p. 173-179, 24 fig., 2 réf. bibl. — Galerie de 1 260 m de longueur avec revêtement de béton. Description des travaux de percement de la galerie et de la réalisation du revêtement en béton. — E. 46122.

CDU 628.14/12 : 624.19.

Fid VOIES DE COMMUNICATION

Fid ja Routes.

167-106. Construction d'une route en terrain mou (Nouvelle-Orléans) (Aanleg van een weg in slap terrein). *Wegen*, Pays-Bas (déc. 1956), n° 493, p. 309-311, 4 fig. — Brève description des travaux. Chaussée de 24 km établie dans une région marécageuse près de la Nouvelle-Orléans. Enlèvement de 380 000 m³ de terre molle. Fonçage de pieux de béton jusqu'à 24 m de profondeur et de pieux en bois jusqu'à 9 m. Apport de 480 000 m³ de sable. Pose de 12 000 t de béton bitumineux. — E. 45641.

CDU 625.73/85 : 624.134/5 : 624.155.

168-106. Utilisation des ingénieurs et techniciens de la construction des routes (Utilization of highway engineering manpower). *Nation. Acad. Sci., Nation. Res. Council* (publ. 424), U. S. A. (1956), *Highw. Res. Board Bull.* n° 134, v + 101 p., nombr. fig., 15 réf. bibl. — La brochure contient neuf rapports sur l'organisation du Corps des ingénieurs chargés de la construction et de l'entretien des routes aux U. S. A., et sur les problèmes connexes, tels que recrutement, classification des ingénieurs, productivité, emploi de machines à cartes perforées pour le calcul des profils et des terrassements. — E. 45952.

CDU 62.007 : 625.7 : 338.9.

169-106. Pistes d'aérodromes en béton précontraint : historique, procédés de réalisation, théorie (Prestressed concrete runways : history, practice, and theory). HARRIS (A. J.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (jan. 1957), vol. 6, p. 45-78, 18 fig., 3 fig. h.-t., 10 réf. bibl. — Description d'essais de dalles et conclusions tirées au sujet de la résistance d'un revêtement en béton précontraint. Aperçu sommaire sur toutes les pistes en béton précontraint actuellement en service. Exposé des difficultés de calcul, étude sommaire de la méthode de Becker. — L'auteur conclut qu'un revêtement en béton précontraint de 15,2 cm d'épaisseur possède une résistance largement suffisante. — Discussion. — E. 45681.

CDU 629.139.1 : 624.012.46 : 69.001.5.

170-106. Enquête sur le calcul des revêtements routiers souples (Flexible pavement design correlation study). *Nation. Acad. Sci. Nation. Res. Council*, publ. n° 423, U. S. A. (1956), *Highw. Res. Board Bull.* 133, 38 p., 38 fig., 15 réf. bibl. — Texte d'un rapport établi par la Commission des revêtements souples du Highway Research Board des U. S. A.

Il expose les résultats des recherches entreprises par dix-neuf services techniques et laboratoires dans différents États américains. Les recherches ont porté notamment sur l'épaisseur requise des revêtements bitumineux dans des conditions déterminées de climat et de trafic. — E. 45454.

CDU 624.07 : 625.85.

171-106. Quelques considérations sur la constitution, le mode d'exécution et le comportement des diverses couches d'une chaussée souple pour grande route à trafic lourd. DURRIEU (J.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (fév. 1957), n° 301, p. 43-46, 49-56, 71-74, 13 fig., 11 réf. bibl. — E. 46219.

CDU 625.75/73 : 69.059.4.

172-106. Membranes en matières plastiques pour protéger les couches de fondation des routes contre l'augmentation de la teneur en eau (Plastic moisture barriers for highway subgrade protection). BELL (J. R.); YODER (E. J.); *Engng Bull. Purdue Univ.*, U. S. A. (sep. 1956), vol. 40, n° 3, p. 104-115, 6 fig., 8 réf. bibl. (Extension Series n° 90, Proc. 42 nd annual Road School, avril 2-5 1956). — Compte rendu de recherches effectuées à l'Université de Purdue. — E. 45799.

CDU 625.78 : 699.82 : 691.175.

173-106. L'abri-garage souterrain de Stockholm. — *Monde souterr.*, Fr. (déc. 1956), n° 98, p. 373-376, 4 fig. — Description de ce garage pouvant recevoir cinq cents véhicules en temps de paix et héberger vingt mille personnes en cas de nécessité. — E. 45815.

CDU 624.193 : 725.38 : 699.852.

174-106. Influence des coefficients de frottement sur les conditions de sécurité des revêtements routiers (Influenza dei coefficienti di attrito sulle condizioni di sicurezza delle pavimentazioni stradali). BONETTI (G.); *Strade, Ital.* (fév. 1957), n° 2, p. 70-75, 4 fig. — E. 46355.

CDU 625.75/6 : 620.191.

175-106. La résistance au dérapage des chaussées et les exigences du trafic moderne (The skidding resistance of roads and the requirements of modern traffic). GILES (C. G.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (fév. 1957), vol. 6, p. 216-249, 19 fig., 16 réf. bibl. — Étude des mesures pour prévenir le dérapage des véhicules routiers sur chaussée rendue glissante par temps humide. Discussion. — E. 46243.

CDU 625.76 : 620.191.

Fid l Ouvrages pour la navigation.

176-106. Calcul des dimensions à exiger pour la section normale des canaux de navigation sans centrales hydrauliques et des voies fluviales avec centrales (Die Berechnung der erforderlichen Grösse des normalen wasserführenden Querschnitts von Schiffahrtskanälen ohne Kraftwerke und mit Wasserstrassen mit Kraftwerken). OSTENDORF (K.); *Wasserwirtschaft, All.* (fév. 1957), n° 5, p. 118-122, 1 fig. — E. 46130.

CDU 626.3 : 621.311.21.

177-106. Quelques considérations sur la canalisation d'un fleuve et recherches sur la conformation la plus appropriée de la bifurcation d'un canal à écluses. Essais sur modèles (Einige Gesichtspunkte für die Kanalisierung eines Flusses und Versuche über die zweckmässigste Ausbildung der Anzweigung eines Schleusenkanals). MÖHLMANN; *Bautechnik, All.* (jan. 1957), n° 1, p. 3-11, 12 fig., 4 réf. bibl. — E. 45677.

CDU 627.4 : 626.01 : 69.001.5.

178-106. Conception, fabrication et montage des vannes-secteur automatiques pour écluses (The design, fabrication, and erection of automatic radial sluice gates). THORN (R. B.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (jan. 1957), vol. 6, p. 126-130, 4 fig., 1 réf. bibl. — E. 45681.

CDU 621.646.2 : 626.4.

179-106. Port de Matadi (Congo belge). Le plus haut quai en blocs du monde. HERSENT (C.); *Travaux*, Fr. (fév. 1957), n° 268, p. 81-88, 26 fig. — Étude des travaux d'extension du port comportant la construction d'un nouveau quai en eau profonde de 560 m de longueur, de 20 m de hauteur moyenne. Mur de quai constitué par des assises de blocs artificiels en béton cyclopéen. — E. 45982.

CDU 627.2/33.

180-106. Etude des tableaux habituellement utilisés pour déterminer le comportement de différents types de pieux et groupes de pieux pour ducs d'Albe, soumis à des chocs dirigés suivant les axes de symétrie des ouvrages (Toelichting op de tabel voor de onderlinge vergelijking van een aantal paaltypes voor dukdalen bij een stootbelasting volgens de hoofdasen). VAN HERK (J.); *Polytech. T.*, Pays-Bas (3 jan. 1957), n° 1-2, p. 11B-18B, 11 fig., 10 réf. bibl. — E. 45540.

CDU 624.043/4/2 : 627.34 : 624.154.

181-106. Aperçu des théories mathématiques de la houle et nécessité de recherches expérimentales. GRECO (L.); *Houille blanche*, Fr. (oct. 1956), n° 4, p. 563-574, 13 fig., 2 fig. h.-t., 14 réf. bibl. — Exposé historique des théories émises, expériences de laboratoire sur modèles à échelle réduite, et expériences menées dans les stations expérimentales *in situ* et dans divers centres d'étude internationaux. — Description des installations du port à Naples. — E. 45625.

CDU 532 : 351.79 : 534 : 627.52.

182-106. L'équilibre des plages (The equilibrium of beaches). HOYLE (J. W.), KING (G. T.); *J. Instn. municip. Engrs.*, G.-B. (mars 1957), vol. 83, n° 9, p. 285-295, 9 fig., 5 réf. bibl. — Étude de l'action de la mer sur le littoral, et de la protection des plages. — E. 46535.

CDU 627.52 : 532.5.

183-106. Rôle des ouvrages de protection contre la mer sur l'île de Sylt (Allemagne) (Wirkungsweise von Küstenschutzbauwerken auf Sylt). LAMPRECHT (H. O.); *Wasserwirtschaft, All.* (fév. 1957), n° 5, p. 109-117, 16 fig., 24 réf. bibl. — Épis, plantations dans les dunes, brise-lames. Comportement des ouvrages. Problèmes d'avenir. — E. 46130.

CDU 627.52.

184-106. Etude de la protection des berges des canaux de navigation contre les érosions produites par le batillage. LHERMITTE (P.), GERLIER (P.); *Rev. gén. Hydraul.*, Fr. (sep.-oct. 1956), n° 74, p. 75-90, 21 fig. — E. 46562.

CDU 627.4 : 626.1.

Fid p Voies aériennes.

185-106. Quelques problèmes posés par la construction et l'exploitation de grands aéroports. COT (P.); *Ann. I. T. B. T. P.*, Fr. (mai 1957), n° 113, (Questions générales : 33), p. 432-455, fig. — Les régimes de gestion des aéroports varient de la formule de l'aéroport d'État à celle de l'établissement privé avec toute la gamme des établissements d'économie mixte. En France prévaut la formule de la concession accordée aux Chambres de Commerce ou, plus rarement, aux municipalités. Le choix de l'emplacement exige une étude des liaisons entre l'aéroport et le centre desservi. La longueur des pistes pose des problèmes importants liés aux caractéristiques des avions et leur nombre dépend de l'importance du trafic. La superstructure comprend les aéro-gares et les hangars, ainsi qu'un certain nombre d'équipements auxiliaires thermiques, électriques et de stockage de combustible. Le développement du trafic aérien exige de prévoir grand, mais l'équilibre des dépenses est à étudier de près en raison de la charge financière des emprunts. — E. 47689.

CDU 629.139.

186-106. Aéroport d'Alger-Maison-Blanche et ses nouvelles installations. *Travaux*, Fr. (jan. 1957), n° 267 : numéro spécial, p. 1-60, 103 fig. — Exposé des conceptions architecturales qui ont présidé à la réalisation de l'aéroport; étude du bloc trafic et de son ossature en béton précontraint. Description du centre technique comprenant le bloc technique et sa tour de contrôle : fondations sur pieux et sur puits, ossature en béton armé. Caractéristiques des installations électriques et de la centrale de secours, de l'équipement météorologique, des installations pour le fret, de l'alimentation en eau, des installations de télécommunications. — E. 45444.

CDU 725.39 : 624.012.45/6 : 624.154.

Fif OUVRAGES D'ART

Fif j Souterrains.

187-106. Entrepôt souterrain creusé dans une formation granitique (Underground warehouse excavated in granite). ZERNICHOV (C. D.); MOYNER (H.); *Civ. Engng.*, U. S. A. (jan. 1957), vol. 27, n° 1, p. 50-53, 16 fig. — Description d'un entrepôt souterrain à deux niveaux réalisés à Oslo. Emploi d'éléments préfabriqués en béton pour le revêtement. — E. 45938.

CDU 624.193 : 725.35 : 693.55.

Fif m Ponts.

188-106. Travaux pour la traversée de la rivière Ij à Amsterdam I. II. (6in) (De Ij-oeververbinding bij Schellingwoude). GOEDHART (W. P.); *Polytech. t.*, Pays-Bas (6 déc. 1956), n° 49-50, p. 872b-878b, 14 fig.; (20 déc. 1956), n° 51-52, p. 916b-922b, 14 fig. — Un programme considérable de travaux comprenant la construction de ponts, viaducs et tunnels, commencé en 1955, sera terminé probablement en fin d'année 1957. Il comporte en tout 7 000 m d'ouvrages qui franchissent non seulement la rivière Ij en trois endroits mais aussi le canal d'Amsterdam au Rhin. Étude des divers ouvrages et de leur réalisation. — E. 45059.45379.

CDU 624.21 : 624.19 : 711.4 (492).

189-106. Caractéristiques de construction de ponts à poutres en caisson en béton précontraint (à Cuba) (Design of prestressed hollow-box girder bridges). PRESTON (H. K.); *Engng News-Rec.*, U. S. A. (27 déc. 1956), vol. 157, n° 26, p. 34-36, 7 fig. — Quelques exemples de réalisations récentes : pont sur la rivière Canas, à trois travées continues de 15, 76 et 15 m de portée; pont d'Agabama à travée centrale de 40 m; pont de Aremas à travée centrale de 61 m; pont de Cuyaguateje à travée centrale de 90 m. Intérêt de l'emploi de câbles de grand diamètre. Prix de revient. — E. 45716.

CDU 624.27.012.46 : 624.072/8.

190-106. Essais sur modèle pour l'étude du comportement d'un tablier de pont (Modellversuche zur Klärung des Tragverhaltens einer Brückenfahrbahntafel). VOGT (H.); *Betonst. Ztg.*, All. (fév. 1957), n° 2, p. 93-101, 24 fig., 3 réf. bibl., (résumés anglais, français). — Pour l'étude d'un projet de pont-route franchissant la voie ferrée à Hambourg, des essais sur modèles en Trovidur ont été réalisés. Le tablier étudié sera réalisé en poutres préfabriquées en béton précontraint avec dalle en béton coulé sur place. — E. 46349.

CDU 69.001.5 : 624.27.012.46.

191-106. Importantes modifications dans la construction des ponts métalliques (en Allemagne) (Far-reaching changes in steel bridge construction). WOLF (W.); *German Constr. Engng Export*, All. (31 déc. 1956), n° 2, p. 66-72, 9 fig., 2 réf. bibl. — Procédés de calcul. Méthodes d'assemblage, soudage. Description d'ouvrages récents. — E. 45631.

CDU 624.21.014.2 (43).

192-106. Montage d'un pont (Pulling a bridge together). RUPPERT (M. K.); tiré de : *Railw. Age*, U. S. A. (2 juil. 1956), p. 32-33, 6 fig. — Construction au Chili d'un pont métallique de chemin de fer de 440 m de long, formé de deux sections de 220 m de long à poutres en treillis continues. Chacune de ces poutres a été montée sur la rive en deux parties ayant respectivement 130 m et 90 m de long; ces deux parties ont été successivement déplacées au treuil sur un ensemble d'appuis constitué par les piles du pont et des appuis provisoires; puis elles ont été assemblées à leur point de jonction. Brève description des travaux. — E. 45420.

CDU 624.28.014.2 : 624.05.

Fo INCIDENCES EXTÉRIEURES

Foc Entretien. Réparations.

Comportement des ouvrages.

Déplacement des ouvrages.

193-106. La durabilité du béton armé dans le bâtiment (The durability of reinforced concrete in buildings). B.R.S. — *Dept. sci. industr. Res.*, G.-B. (1956), *Nation. Build. Stud.*, Spec. Rep. n° 25, iv + 32 p., 9 fig., 12¹ pl. h.-t. — (H.M.S.O.) — Compte rendu d'une enquête effectuée en commun par la Building Research Station et la Cement and Concrete Association de Grande-Bretagne, et portant sur les divers types de bâtiments : bâtiments à usage de bureaux, entrepôts, ateliers, bâtiments sujets aux attaques d'agents chimiques. Défauts constatés dans les constructions en béton armé, travaux de remise en état. Recommandations. — E. 46405.

CDU 69.059. 4 : 624.012.45.

194-106. Quelques méthodes permettant d'augmenter la durée de vie des ponts grâce à des travaux de réparation importants ou par le renforcement des ouvrages (Some methods

of extending the life of bridges by major repairs or strengthening). WEST (J. D.); *Proc. Instn. civ. Engrs.*, G.-B. (fév. 1957), vol. 66 p. 183-215, 13 fig., 4 fig. h.-t., 10 réf. bibl. — Étude relative aux ponts de chemins de fer. Exposé de méthodes permettant la réparation ou le renforcement des ouvrages sans perturbation grave du trafic. Discussion. — E. 46243.

CDU 624.21.059 : 625.1.

195-106. Observation du comportement de plusieurs barrages-voûtes italiens (Observed behavior of several Italian arch dams). TONINI (D.); *J. Power Div.*, U. S. A. (déc. 1956), n° PO6 : *Proc. A. S. C. E.*, vol. 82, Pap. n° 1134, 26 p., 14 fig. — Exposé des résultats de l'analyse de mesures des flèches, de la déformation, de la température exécutées sur neuf barrages italiens. Importance de l'influence de la température sur la tenue des barrages-voûtes. Intérêt des méthodes sismiques d'étude du sol avant, pendant et après la construction. — E. 45694.

CDU 627.8 : 69.059.4 : 624.043/4.

196-106. Essais d'injections de bitume sous dallages en béton de ciment réalisés à l'aéroport de Marseille-Marignane. JEAN (R.); *Rev. gén. Routes Aérodr.*, Fr. (fév. 1957), n° 301, p. 85-88, 93-94, 10 fig. — E. 46219.

CDU 625.84 : 69.059.25 : 691.6 : 621.5.

Fod

Modifications.

Démolitions. Désordres.

197-106. Détermination, interprétation et appréciation des désordres dans les constructions (Ermittlung, Auswertung und Beurteilung von Bauschäden). *Dtsch. Bauz.*, All. (mai 1956), p. 521-529, 40 fig. — Compte rendu d'une enquête effectuée sur les instructions du Ministère du Logement d'Allemagne Fédérale pour rechercher les causes des désordres qui surviennent fréquemment dans les immeubles d'habitation réalisés selon les procédés de construction modernes. Les désordres ont consisté principalement en fissurations de l'enduit, en fissures aux joints des panneaux dans les maisons préfabriquées, en fissures se formant entre l'ossature et le remplissage. Étude des fissures réparties du point de vue de leur origine, en quatre groupes : fissures de retrait, fissures de gonflement et contraction, fissures de dilatation, fissures d'origine statiques. Pénétration de l'humidité due aux averse. — E. 45990. — Trad. I.T., n° 474, 35 p., CDU 69.059.2.

Fof

Reconstruction.

198-106. Aspects techniques de la reconstruction (de Caen). *Bâtir. Fr.* (déc. 1956), n° 63, p. 9-54, nombr. bg. — Étude des procédés de mise en œuvre, des matériaux employés des systèmes de chauffage. — Quelques réalisations : bâtiments administratifs, commerciaux, hospitaliers, universitaires et immeubles d'habitation. — E. 45648.

CDU 711.168 : 69.059.3 (44).

II. — TRADUCTIONS

D'ARTICLES TECHNIQUES, EFFECTUÉES PAR L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

Des reproductions de ces traductions peuvent être fournies aux adhérents de l'Institut Technique

468. Essais de pénétration et capacité de charge des sols sans cohésion (Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils). MEYERHOF (G. G.); *J. Soil Mech. Found., Div.*, *Proc. A. S. C. E.*, U. S. A. (jan. 1956), vol. 82, n° SMI : *Pap.* 866, 19 p. — Discussion : (juil. 1956), n° 3, SM3, p. 1028/25-1028/38, 15 fig., 40 réf. bibl. — Exposé d'un procédé commode et économique de détermination de la densité relative des sols sans cohésion, et de

la force portante des fondations établies dans ces sols. Il consiste à utiliser les résultats des essais de pénétration statique ou dynamique exécutée sur le chantier et peut se substituer à l'étude d'échantillons non remaniés. Bibliographie. — Discussion. — E. 45552., 39 p.

474. Détermination, interprétation et appréciation des désordres dans les constructions (Ermittlung, Auswertung und Beurteilung von

Bauschäden). *Dtsch. BauZ.*, All. (mai 1956) p. 521-529, 40 fig. — Compte rendu d'une enquête effectuée sur les instructions du Ministère du Logement d'Allemagne Fédérale pour rechercher les causes des désordres qui surviennent fréquemment dans les immeubles d'habitation réalisés selon les procédés de construction modernes. Les désordres ont consisté principalement en fissurations de l'enduit, en fissures aux joints des panneaux

dans les maisons préfabriquées, en fissures se formant entre l'ossature et le remplissage. Étude des fissures réparties du point de vue

de leur origine, en quatre groupes : fissures de retrait, fissures de gonflement et contraction, fissures de dilatation, fissures d'origine sta-

tiques. Pénétration de l'humidité due aux averses. — E. 45990., 35 p.

III. — BIBLIOGRAPHIE

Chaque analyse bibliographique donnant le nom et l'adresse de l'éditeur et le prix de vente, les adhérents de l'Institut Technique sont priés de s'adresser directement aux éditeurs ou aux librairies pour se procurer les ouvrages qu'ils désirent acquérir, toutefois pour les ouvrages édités à l'étranger, il est préférable de les commander par l'intermédiaire de librairies spécialisées dans l'importation. Tous renseignements complémentaires seront fournis sur demande par l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris XVI^e.

B-2126. *Pratique du coffrage en bois et du ferrailage. III. Le coffrage des planchers-champignons, des silos, des ponts, des réservoirs et des éléments coulés d'avance.* KUPFER (C.); traduit par T. HOLCA, adapté et présenté par BOURGINE (L.); Edit. : Eyrolles, 61, Bd. Saint-Germain, Paris, Fr. (1957), 1 vol. (19 × 27 cm), 94 p., 79 fig., F 940. — Après les coffrages courants qui ont fait l'objet des deux tomes déjà parus, le présent ouvrage étudie les emplois moins fréquents rencontrés dans la résolution de problèmes particuliers. Il est destiné à permettre aux bureaux d'études la mise au point de tous les projets de coffrages dans leurs détails, et la détermination du prix de revient. — Il traite des planchers-champignons adaptés aux fortes charges et aux faibles épaisseurs, des silos dont les trémies posent de délicats problèmes, des ponts de portée courante, en arc ou à poutres droites, des réservoirs cylindriques. — La dernière partie est consacrée au coffrage d'éléments coulés d'avance, tels que dalles ou pieux : coffrages construits et assemblés sur place, coffrages constitués de panneaux préfabriqués. — E. 46723.

B-2127. *Le droit de l'urbanisme.* NOEL (G.-H.); sous le contrôle de P.-A. Thiebault. — Edit. : Eyrolles, 61, Bd. Saint-Germain, Paris, Fr. (1957), 1 vol. (16 × 24 cm), 192 p., F 1 190. — Parmi les problèmes d'actualité, l'urbanisme occupe une place prépondérante, et la réglementation de l'urbanisme forme dès maintenant un domaine nettement délimité, et s'inscrit parmi les autres disciplines juridiques. — La première partie du présent ouvrage est consacrée aux règles traditionnelles qui s'imposent à la construction et à l'aménagement des villes en vue d'assurer la protection du domaine public, l'hygiène, l'esthétique. — La seconde partie traite des règles nouvelles qui ont contribué à l'élaboration du Code de l'urbanisme et de l'habitation. Une place importante est faite dans ces développements aux projets d'aménagement et au permis de construire. — E. 46905.

B-2128. *La chimie de la dolomie.* GUEDRAS (A. et M.); Edit. : Eyrolles, 61, Bd. Saint-Germain, Paris, Fr. — Gauthier-Villars, 55, Quai des Grands-Augustins, Paris, Fr. (1957), 1 vol. (16 × 25 cm), 96 p., 16 fig., F 1000. — L'ouvrage s'adresse à tous ceux qui utilisent directement ou indirectement la dolomie. Cette matière première est employée non seulement dans les industries du magnésium et des réfractaires ainsi que dans la sidérurgie, mais aussi dans la céramique et le bâtiment. — Une utilisation nouvelle est proposée dans ce livre : l'épuration des eaux. — Origine des dolomies. Propriétés chimiques et physiques. Extraction de la magnésie de la dolomie. Stabilisation de la dolomie, son utilisation en céramique. Considérations pratiques pour la fabrication des briques de dolomies. Application en verrerie. Emploi de la dolomie dite « activée » pour l'épuration des eaux. Utilisations diverses. — E. 46615.

B-2129. *Dictionnaire allemand-français et français-allemand. Vocabulaire technique électricité, radio et éclairagisme.* FRANÇOIS (E.);

Edit. Gauthier-Villars, 55, Quai des Grands-Augustins, Paris, Fr. (1956), 1 vol. (13,5 × 21 cm), vii + 157 p. — Les progrès constants de la science et de la technique, notamment dans le domaine de l'électricité et de sa branche la plus jeune, la radioélectricité, posent des problèmes en ce qui concerne la recherche technique et la documentation sur le plan international. Le présent ouvrage est destiné à faciliter la tâche des techniciens de l'électricité, de la radio, et de l'éclairagisme et constituera un instrument de travail précieux pour les traducteurs. — E. 46724.

B-2130. *Théorie et méthodes d'essai de la corrosion des métaux.* AKIMOV (G. V.); complété par TOMASHOV (N. D.); Edit. : Dunod, 92, rue Bonaparte, Paris, Fr. (1957), 1 vol. (16 × 24,5 cm) vii + 607 p., 415 fig., 133 réf. bibl., F 5 900. — Cet ouvrage, traduit du russe « Teorija i metodi issledovanija korrozii metallov » par S. MEDVEDIEFF, a été écrit à l'usage des techniciens de l'industrie. — Malgré toute l'importance de la partie théorique, l'auteur s'est efforcé de l'exposer sous une forme aussi simple que possible, de façon à ce que l'ouvrage soit à la portée des lecteurs non spécialisés dans l'électrochimie. — Après un exposé sur la corrosion chimique et la théorie de la formation des pellicules protectrices, l'auteur développe les principes fondamentaux de la théorie électrochimique de la corrosion; il étudie les potentiels d'électrode, l'évolution des divers modes de corrosion, la vitesse et la répartition de la corrosion, les méthodes d'études au laboratoire, les méthodes d'essais dans les conditions naturelles et dans les conditions d'exploitation. La dernière partie traite du comportement cathodique de différents métaux. — E. 46927.

B-2131. *Toutes les soudures.* — Plomberie. Ferblanterie. Électricité. Zingage. Tôlerie. Chaudronnerie. ENGINEER (An.) Edit. : Librairie Polytechnique Ch. Béranger, 15, rue des Saints-Pères, Paris — 1 Quai Winston-Churchill, Liège, Belg. (1957), 3^e édition, 1 vol. (14 × 22 cm), 126 p., 150 fig., 15 réf. bibl. — Ouvrage essentiellement pratique, d'une consultation facile, donnant tous les renseignements utiles sur les applications de la technique du soudage ordinaire. — Caractéristiques des alliages, étude des découpants. Chauffage. Procédés généraux et spéciaux de soudage. Soudures de métaux spéciaux, soudage des tubes en plomb, soudage de l'aluminium. — E. 46906.

B. 2132. *Traité pratique de la législation du bâtiment et des usines.* — Propriétés. Servitudes. Droits de jouissance. Travaux. Usines. Contestations. Dommages de guerre. Loyers et baux d'après-guerre. Prêts et subventions de l'État. BARBEROT (E.); Edit. : Librairie Polytechnique Ch. Béranger, 15, rue des Saints-Pères, Paris, Fr. — 1, Quai Winston-Churchill, Liège, Belg. (1957), 6^e édition revue par L. GRIVEAUD, 1 vol. (13,5 × 21 cm), xxix + 1613 p. — Par rapport aux éditions précédentes, l'ouvrage a subi de nombreuses modifications. Il a été élagué de nombreux textes nés des circonstances de la guerre, ou des nationalisations, et qui ont été abrogés par la suite. D'autre part, des textes anciens ont été pro-

fondément remaniés, tels ceux concernant la copropriété, les hypothèques, l'expropriation, la recherche et l'exploitation des mines, l'urbanisme, le permis de construire. — Un appendice a été ajouté, donnant les textes temporaires sur la réparation des dommages de guerre, les loyers des locaux d'habitation, les baux commerciaux. — Un chapitre traite enfin des prêts et subventions de l'État pour venir en aide aux jeunes agriculteurs, aux professions libérales, aux travailleurs désirant accéder à la propriété. — E. 46907.

B-2133. *Journées d'Études « Techniques modernes et productivité des chantiers »*, Paris, 29, 30 et 31 octobre 1956. — Editions Science et Industrie, 6, av. Pierre-1^{er}-de-Serbie, Paris, Fr. (1957). Supplément à Travaux, fév. 1957, n^o 268 bis, 1 vol. (21 × 27 cm), 182 p., fig. — Textes des communications présentées. Les travaux publics et la route au service du progrès social et de l'économie du pays. Problèmes techniques et économiques de l'équipement routier. Terrassements à Tancarville et dans la région rouennaise. Terrassements de la déviation de Moret. Le compactage des sols. Construction des corps de chaussées. Formation professionnelle. Construire un barrage. — Les revêtements routiers bitumineux en Grande-Bretagne. Opinions sur les propriétés, avantages et caractéristiques des principaux types de revêtements en France. Tâches de la construction routière en Allemagne Occidentale. — E. 47111.

B-2134. *Les Journées d'Études de la CEGOS, 17-20 janvier 1955.* — Nouvelles techniques d'ambiance. Editions Hommes et Techniques, 33, rue Jean Goujon, Paris, Fr. (1956), 1 vol. (16 × 24 cm), 171 p., 78 fig. — La recherche du confort et les divers facteurs d'ambiance : composition de l'air, température, éclairage, phénomènes vibratoires, bruit. Influences psychologiques des conditions d'ambiance. — Étude de l'insonorisation, absorption phonique et isolation phonique, matériaux d'insonorisation. Les vibrations, propagation et mesure des vibrations, leur effet sur les constructions, moyens de protection contre les vibrations. — Le chauffage industriel. L'isolation thermique des bâtiments. Les panneaux de fibre de bois, fabrication, dimensions, caractéristiques. — Installations de ventilation, conditionnement d'air et climatisation. La désodorisation par les charbons actifs. Régulation du chauffage des locaux industriels. L'éclairage naturel. Les couleurs fonctionnelles. — E. 47010.

B-2135. *Menuiserie.* — Les prix de revient et les prix de vente avec exemples d'application suivis d'une table de conversion des longueurs, largeurs et épaisseurs en décimètres cubes. BERTHE (P.), GIULIANO (J.); Edit. : Massin, 2, rue de l'Échelle, Paris, Fr. (1957), 1 vol. (21 × 28 cm), 95 p., fig. — Ouvrage présenté sous le patronage de la Chambre syndicale des Entrepreneurs de Menuiserie et Parquets de la Ville de Paris et la Préfecture de la Seine. — L'ouvrage, essentiellement pratique, expose de façon claire les notions fondamentales sur le prix de vente, le prix de revient production, le prix de revient commercial, les dépenses de production, les frais géné-

raux, les taxes, le bénéfice brut et le bénéfice net. — Applications sur le plan pratique, calcul des quantités de bois employées, prix de la main-d'œuvre, frais généraux et frais de fabrication. Exemples de calcul. — E. 46616.

B. 2136. **Construction. Primes et prêts spéciaux. Logements économiques et familiaux. Logement des fonctionnaires.** — Edit. : *Journal Officiel*, 31, Quai Voltaire, Paris, Fr. (1957), n° 1003, 1 vol. (13,5 × 21 cm), v + 236 p., 20 fig. — Textes officiels relatifs à l'octroi des primes à la construction, modalités d'attribution. Conditions d'attribution de prêts spéciaux à la construction. Avantages particuliers accordés pour l'acquisition des terrains et la construction d'habitations présentant le caractère de logements économiques et familiaux. Mesures destinées à faciliter le logement des fonctionnaires. — E. 46722.

B. 2137. **Propriétés physiques et mécaniques des bois tropicaux de l'Union française.** SALLENAVE (P.); *Centre technique forestier tropical*, 45 bis, av. de la Belle-Gabrielle, Nogent-Marne, Seine, Fr. (1955), Publ. n° 8, 1 vol. (22 × 27,5 cm), 128 p., nombr. fig., 1 pl. h.-t. — Méthode française d'essais des bois, détermination des caractéristiques physiques et mécaniques. Présentation des résultats des essais. Classement des bois par ordre de densité. Liste alphabétique des bois étudiés. Résultats des essais. Tableau interprétatif des résultats des essais. — E. 46904.

B-2138. **Bois tropicaux.** — *Centre technique forestier tropical*, 45 bis, av. de la Belle-Gabrielle, Nogent-Marne, Seine, Fr. (1957), 1 broch. (12 × 18 cm), 86 p., 1 pl. h.-t. — Les études récentes sur les ressources forestières mondiales montrent que les forêts des régions tempérées sont devenues insuffisantes pour ravitailler en bois d'œuvre la population de ces régions, et il est fait appel de plus en plus aux bois tropicaux qui sont utilisés sous formes de grumes, de sciages, de placages et de contre-plaqué. — Toutefois les données techniques concernant la mise en œuvre de ces bois sont encore insuffisamment connues. La présente brochure a pour but de fournir les éléments essentiels permettant de sélectionner les essences tropicales répondant le mieux à chacun des emplois envisagés, et de faire connaître, pour chacune d'elles, les principales caractéristiques d'usage et de mise en œuvre. — E. 46773.

B-2139. **Guide de l'acheteur 1957 de la revue « Engineer »** (The Engineer. Buyers guide); *The Engineers*, 28 Essex Street, Strand, Londres W2., G.-B., 1 vol. (14 × 22 cm), 855 p., nombr. fig., 7 s. 6 d. — Nomenclature des Associations, Institutions et Sociétés industrielles britanniques; adresses des fournisseurs et fabricants dans les différentes industries. Marques de fabriques. Liste des expositions et foires industrielles qui se tiendront en 1957 en Grande-Bretagne et à l'étranger. — E. 46409.

B-2140. **La théorie de la charge de rupture appliquée au calcul des portiques en béton armé et en béton précontraint** (The ultimate-load theory applied to the design of reinforced and prestressed concrete frames). BAKER (All.); *Concrete Publications Ltd*, 14 Dartmouth Street, Londres, S. W. 1, G.-B. (1956), 1 vol. (15,5 × 23 cm), x + 91 p., 54 fig., 6 fig. h.-t. — Exposé des résultats des recherches récentes. Considérations sur le coefficient de sécurité. La charge de rupture en flexion des poutres armées ou précontraintes. Étude des déformations plastiques des articulations et des éléments. Exposé de la théorie des articulations plastiques; charge de rupture des portiques. Expressions générales des rotations des articulations plastiques. Étude des portiques à quatre travées. Exemples et application de la théorie des articulations plastiques. — E. 46516.

B-2141. **Troisième Congrès de l'Association Internationale des Distribution d'Eau**, Londres-18 au 23 juillet 1955 (International

Water Supply Association Third Congress, 18th to 23rd July). — *International Water Supply Association*, 34 Park Street, Londres, W. 1, G.-B. (1955), 1 vol. (16 × 24 cm), 997 p., nombr. fig., nombr. réf. bibl., 9 pl. h.-t. (en français et en anglais). — Texte des rapports présentés et des discussions. — Protection des canalisations contre les effets du coup de bélier. Équipement des stations de pompage. Conception et construction des réservoirs de distribution d'eau. Aération et déferriation. Marges de sécurité à prévoir dans les installations d'adduction et de distribution d'eau. Utilisation d'appareillages électroniques dans les distributions d'eau, et en particulier à la détection et à la localisation des pertes d'eau. Comparaison entre la filtration lente et la filtration rapide. Formation du personnel technique. Méthodes de facturation de l'eau. — Protection des eaux de surface contre la pollution, formules pour le calcul des conduites, mesures légales prises en vue du développement des distributions d'eau dans les régions rurales, protection des réseaux contre la corrosion et protection cathodique. — E. 46733.

B-2142. **Rapport d'une mission de productivité de l'industrie australienne du bâtiment à la suite d'un voyage d'études à l'étranger**, 1954 (Report resulting from the overseas visit of the Australian building industry productivity team, 1954). Edit. : *The Building Industry Congress of Victoria*, 103 William Street, Melbourne, C. 1, Austral. (1955), 1 vol. (14 × 22 cm), xviii + 185 p., fig., 48 pl. h.-t. — s. 40). — L'ouvrage rend compte des constatations faites par une mission de techniciens australiens du bâtiment qui ont visité les États-Unis, ainsi qu'un certain nombre de pays d'Europe. — Étude de la productivité aux U. S. A. — Exemples de construction de bâtiments réalisés en un temps record. Impressions sur le climat social entre les employeurs et la main-d'œuvre. La mécanisation des chantiers. Relations entre le maître de l'ouvrage, l'architecte et l'entrepreneur. Procédés de construction utilisés plus spécialement aux U. S. A. — Matériaux de construction. — Règlements de la construction. Centres de documentation et de recherches. Urbanisme. — E. 46958.

B-2143. **Annuaire du béton 1957. Agenda pour la construction en béton et en béton armé, ainsi que pour les domaines connexes** (Beton-Kalender 1957. Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau sowie die verwandten Fächer). Edit. : *Wilhelm Ernst und Sohn*, 169 Hohenzollerndamm, Berlin-Wilmersdorf. All. (1957), 2 vol. (10 × 15 cm); I — xii + 850 p., nombr. fig.; II — viii + 448 p., nombr. fig. — Comme dans les éditions précédentes la rédaction des principaux chapitres a été confiée à des spécialistes réputés. — Après les tables mathématiques, le volume I rappelle les données fondamentales de géométrie. Les chapitres suivants traitent des profilés usuels du commerce, du bois de construction, des panneaux en fibre de bois, du béton et du mortier, du contrôle des matériaux, des pierres naturelles, de la résistance des matériaux, de la statique des constructions, du dimensionnement des éléments, du calcul des éléments en béton précontraint, et reproduit le texte des règlements allemands sur les hypothèses de charge, le sol de fondations, la construction en béton et en béton armé, les caractéristiques des matériaux, la construction en maçonnerie, la construction en bois et la construction métallique. — Le volume II étudie la conformation constructive des divers types d'éléments, les voiles, les planchers massifs, les domaines d'application du béton précontraint, les constructions de génie civil et les fondations. — E. 46842, 46843.

B-2144. **La statique des charpentes** (Statik der Tragwerke). KAUFMANN (W.); Edit. : *Springer-Verlag*, 20 Reichpietschufer 20,

Berlin W. 35, All. (1957), 4^e édit., 1 vol. (17 × 25 cm), viii + 327 p., 367 fig., réf. bibl., DM. 31. 50. — Traité assez concis mais très complet et mis à jour, accompagné d'une abondante illustration, à l'usage de l'étudiant et de l'ingénieur. Après un rappel des principes fondamentaux, l'auteur examine successivement les systèmes isostatiques, les déformations élastiques et les systèmes hyperstatiques : poutres, portiques, arcs, systèmes de ponts en arc et de ponts suspendus. — E. 66513.

B-2145. **Les agrégats naturels pour le béton et les agglomérés de béton** (Die natürlichen Zuschlagstoffe für Beton und Betonwerkstein). KRÄMER (H.), LEHMANN (W. S.); Edit. : *Bauverlag GmbH.*, Kleine Wilhelmstrasse 7, Wiesbaden, All. (1956), 1 vol. (15 × 21 cm), 127 p., fig., 1 pl. h.-t., DM. 8. — La présente brochure constitue sous un format réduit un guide pratique rassemblant toutes les données indispensables pour un choix judicieux des agrégats naturels employés dans la confection du béton et des agglomérés. — Après un exposé des notions fondamentales de géologie traitant de l'origine, de la structure et de la classification des roches, les domaines d'emploi des divers types d'aggrégats sont examinés en fonction de leurs caractéristiques. Une part importante est consacrée ensuite aux problèmes de granulométrie. — L'ouvrage comprend également des tableaux des caractéristiques des roches et une classification par couleurs des aggrégats employés pour la confection des agglomérés de béton. — E. 46725.

B-2146. **Portes en bois, en métal, en verre** (Türen aus Holz, Metall und Glas). SCHNECK (A. G.); Edit. : *Julius Hoffmann, Verlag*, Stuttgart, All. (1956), 5^e édit., 1 vol. (23 × 29,5 cm), 180 p., fig., DM. 48. — L'ouvrage constitue non seulement un ouvrage de référence pour les techniciens de la construction, les artisans et les maîtres de l'œuvre, mais aussi un cours pour les élèves des écoles professionnelles, et des Ecoles supérieures. Il donne un aperçu très complet des types de portes les plus usuels en Allemagne et dans les autres pays. Le lecteur y trouvera, avec de nombreuses photographies, plans et schémas, toutes les données nécessaires à l'étude et à la réalisation des types les plus divers, depuis la porte à latis jusqu'à la grande porte coulissante des hangars d'aviation. Tous les exemples décrits se réfèrent à des objets déterminés, exécutés; ils ne sont pas le fruit de conceptions théoriques mais ont été vérifiés pratiquement. Portes de jardins, portes extérieures à claire-voie, à battants, pivotantes, coulissantes. Portes sur balcons en terrasses. Portes intérieures. Portes assurant l'isolation acoustique, thermique, portes coupe-feu, portes entièrement en verre, portes de garages, d'établissements industriels. — Petit lexique allemand-français. — E. 46614.

B-2147. **La construction métallique dans le bâtiment. I.** (Stahlhochbau. I). BUCHENAU (H.); Edit. : *B. C. Teubner*, Blumenstrasse 27/29, Stuttgart-S. All. (1956), 15^e édit., 1 vol. (16,5 × 23 cm), vi + 124 p., 220 fig., réf. bibl., DM. 14. — Guide pratique pour l'emploi de l'acier dans la construction. Principales divisions de l'ouvrage : les matériaux et l'exécution des constructions métalliques, les assemblages, les poutres simples. Les planchers à charpente métallique, les poteaux, la protection des constructions métalliques. — E. 46319.

B-2148. **Principes fondamentaux de la construction métallique** (Grundlagen des Stahlbaus). RADEK (H.); Edit. : *Georg Westermann*, Verlag, Braunschweig, All. (1955), 1 vol. (16 × 23 cm), 258 p., 184 fig., DM. 23.40. — Le choix des matières traitées dans le présent ouvrage s'inspire des programmes des cours des Grandes Écoles, sans toutefois être limité à ces programmes et le lecteur y trouvera

l'étude détaillée des problèmes qui ne sont abordés que sommairement dans les Facultés et Écoles techniques supérieures. — La première partie est consacrée à l'étude des matériaux et des contraintes admissibles, aux divers types d'assemblages rivés, boulonnés, soudés aux poutres, poteaux, treillis. — La deuxième partie traite du calcul des divers éléments (résistance à la flexion, résistance au cisaillement par flexion, résistance au flambement), des systèmes hyperstatiques, et des lignes d'influence. — E. 46825.

B-2149. Les cartons bitumés pour toiture (Dachpappen). RICK (A. W.); Edit. : *Strassenbau, Chemie und Technik Verlagsgesellschaft mbH.*, Heidelberg, All. (1956), 1 vol. (15,5 × 21 cm), 212 p., 42 fig. — Encyclopédie des cartons et papiers imprégnés pour toitures et autres applications. L'ouvrage se divise en quatre parties essentielles : les matières premières, la fabrication des cartons bitumés; la mise en œuvre; les essais des cartons bitumés, des matières premières et produits complémentaires. — E. 46903..

B-2150. Construction de routes. Termes techniques (Strassenbau-Fachwörter. Road-building-Technical terms). Edit. : *Bundesanstalt für Strassenbau*, Brühler, Ecke Militärringstrasse, Köln-Raderthal, All., 2 vol. (15 × 21 cm), I. (1955), 80 p. (français-allemand); DM. 2.50. — II. (1956), 81 p. (anglais-allemand), DM. 2.50. — L'Institut d'Allemagne Fédérale pour la construction routière a établi deux recueils des termes techniques les plus souvent utilisés dans la construction des routes. L'un est un lexique anglais-allemand et allemand-anglais, le second un lexique français-allemand et allemand-français. Ces recueils faciliteront grandement la tâche des ingénieurs et des traducteurs. — E. 46726, 46727.

B-2151. Technique des constructions. Principes, notions fondamentales et applications de la science des constructions. (Tecnica delle costruzioni. I. Fondamenti, richiami ed applicazioni di Scienza delle costruzioni). STABILINI (L.); Edit. : *Libr. Editr. Politech.*

Cesare Tamburini, Milan, Ital. (1956), 1 vol. (17,5 × 25 cm), 587 p., nombr. fig., L. 6000. — L'ouvrage représente la matière des cours professés par l'auteur à l'Université de Padoue et au Politecnico de Milan. Il s'adresse non seulement aux élèves des grandes Ecoles, mais aussi aux ingénieurs-construc-teurs, et chaque exposé est suivi d'exercices pratiques illustrant la théorie. — L'ouvrage commence par une étude très complète de la théorie de l'élasticité, suivie d'un exposé sur les sollicitations simples et composées : généralités sur les caractéristiques de la poutre et de la dalle; effort longitudinal, flexion, torsion, cisaillement, flexion et cisaillement, effort longitudinal et flexion, effort longitudinal et torsion, flexion et torsion. — Le chapitre suivant est consacré à l'étude des systèmes élastiques : calcul des déplacements élastiques, calcul des réactions hyperstatiques, lignes d'influence, stabilité de l'équilibre élastique. — La dernière partie traite des problèmes d'élasticité supérieure; la fonction d'Airy dans l'étude des poutres fléchies, problèmes divers concernant les poutres en arc circulaire, la couronne circulaire (tube), le problème de Boussinesq dans la géotechnique, le problème de Hertz. — E. 46531.

B-2152. Les échanges de chaleur dans les bâtiments et les données climatiques (Varmentvekslingen i bygninger og klimaet). JOHAN-NESEN (Th. W.); Edit. : *Norges Byggeforskningsinstitutt*, Blindern, Oslo, Norvège (1956), rapp. n° 21, 1 vol. (21,5 × 29,5 cm), 258 p., 102 fig., 17 réf. bibl. — (résumé anglais). — L'ouvrage a été rédigé à la demande des ingénieurs norvégiens du chauffage et de la ventilation, et de l'Institut norvégien de la Recherche du Bâtiment. — Il est bien connu que les échanges de chaleur qui doivent intervenir dans la climatisation des bâtiments, dépendent dans une grande mesure de la température. Le but de l'ouvrage est de déterminer les données météorologiques et les combinaisons de ces éléments qui sont à l'origine de ces échanges. L'auteur étudie en premier lieu la quantité moyenne journalière de chaleur à

fournir ou à soustraire à l'air intérieur pour maintenir sa température à un niveau déterminé. Il examine ensuite la déperdition totale de chaleur dans un bâtiment pendant la saison de chauffage. Dans les deux cas, les quantités de chaleur sont exprimées en fonction de la superficie de la maison, des caractéristiques de construction et des éléments météorologiques favorisant les échanges de chaleur. La dernière partie traite de l'échange moyen journalier de chaleur et de la déperdition totale moyenne de chaleur pendant la saison de chauffage pour une maison d'un type donné. — E. 46532.

B-2153. Technique de l'éclairage. Manuel pour les projets d'installations d'éclairage. I. II. III. Edit. : *Philip's Gloeilampenfabrieken*, Eindhoven, Hollande, Pays-Bas (1956), 3 vol. (15,5 × 23,5 cm) : I. Bases de la technique de l'éclairage, xiii + 213 p., 187 fig., 21 réf. bibl., F 1980. — II. Eclairage intérieur, xiv + 195 p., 153 fig., 12 réf. bibl., F 1 900. — III. Eclairage extérieur, xii + 146 p., 125 fig., 5 réf. bibl., F 1550, (Dunod : 92, rue Bonaparte, Paris, Fr.). — Le présent ouvrage qui comprend trois volumes a pour objet de mettre à la disposition des éclairagistes tous les renseignements qui leur sont indispensables dans l'exercice de leur profession. — Le volume I expose les notions fondamentales de l'éclairagisme : l'œil, la vision, les contrastes, l'acuité visuelle, la vision colorée; il donne un aperçu détaillé des sources lumineuses, décrit les matériaux utilisés dans la technique de l'éclairage, ainsi que les divers types de lampes et expose les directives générales pour les éclairages d'intérieurs. Il étudie ensuite la détermination du rendement de l'éclairage et les méthodes de calcul des éclairages d'intérieurs. — Le volume II examine les applications à l'éclairage des bureaux, écoles, hôpitaux, usines et ateliers, habitations, salles de spectacles, restaurants, magasins, vitrines. — Le volume III est consacré aux éclairages extérieurs : voies de communication, places, stades, façades et monuments. Un chapitre traite de la publicité lumineuse. — E. 46854, 46855, 46856.

(Reproduction interdite)

Comment limiter les effets **SUR CHANTIER** du retrait des ciments et bétons?

Afin d'éviter la fissuration de ses ouvrages, l'entrepreneur est amené à rechercher d'une part, des ciments qui présentent le moins de retrait possible et d'autre part, à mettre en œuvre son béton de telle façon que le retrait se développe au minimum ou qu'il n'entraîne pas de conséquences dangereuses.

Existe-t-il des ciments qui présentent plus ou moins de retrait?

Le retrait — propriété que possèdent mortiers et bétons de se contracter en se desséchant — peut provoquer des efforts parasites dans les constructions. Le désir du bâtisseur est d'en atténuer les effets dans toute la mesure du possible.

La fissuration constitue la manifestation la plus visible du retrait; elle apparaît essentiellement lorsque les efforts produits par ce dernier l'emportent sur la résistance à la traction du matériau.

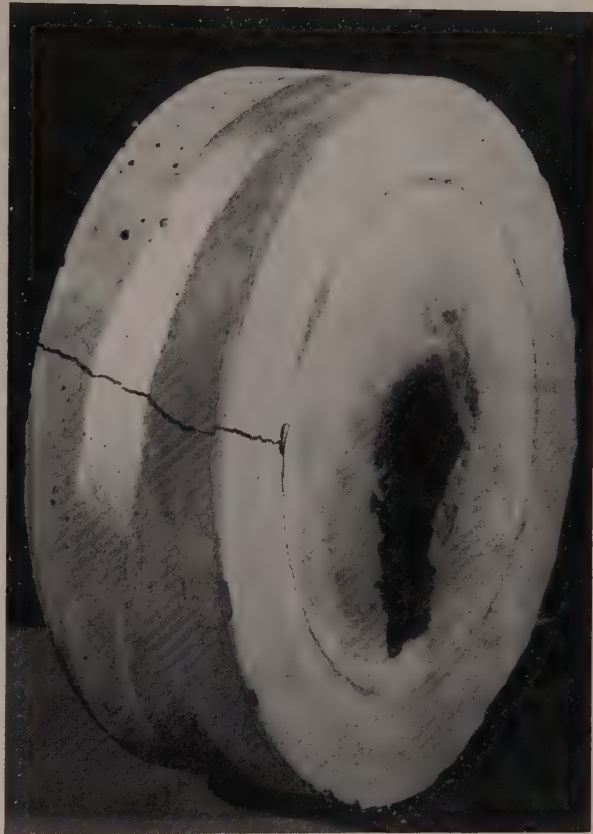
Les fissures provoquent alors des perturbations redoutables selon les cas pour :

- l'esthétique,
- l'étanchéité, quand elle doit être assurée par le béton lui-même ou par un enduit ductile faisant corps avec lui;
- la conservation des armatures du béton armé;
- la stabilité de la construction, etc.

Il y aurait donc intérêt à rechercher des ciments sans retrait. Des tentatives ont été faites en introduisant dans le ciment des matières expansives capables de compenser le retrait, malheureusement ces expansions compensatrices sont très difficiles à régler et apparaissent en définitive plus dangereuses qu'utiles.

Pourquoi un ciment donne-t-il plus de retrait qu'un autre? C'est là une question encore mal résolue et dont on ne possède pas la réponse.

Comment peut-on s'assurer à l'avance qu'un ciment ne donnera pas un retrait excessif?



*Anneau fissuré. On voit le noyau métallique
et la couche de peinture conductrice*

Pour mesurer le retrait de façon précise, le laboratoire fabrique de petits prismes de mortier et mesure leur raccourcissement. Il faut au moins un mois pour obtenir quelques indications et ce délai est évidemment beaucoup trop long.

Le Centre Expérimental du Bâtiment et des Travaux Publics a alors essayé, pour gagner du temps, de remplacer ces mesures vraiment scientifiques du retrait par un test « de choc » assez grossier mais qui est suffisamment révélateur. Il consiste à entourer un noyau d'acier par une couronne de ciment de façon à ce qu'elle ne puisse

Les planches asséchées par une longue exposition au soleil ou au vent sec auront alors tendance à absorber une partie de l'eau du béton qu'elles recouvrent.

Quels remèdes y aurait-il éventuellement à ce fait? Une première solution consisterait à arroser le coffrage lui-même alors qu'on pourrait profiter par ailleurs des huiles de décoffrage qui ont, entre autres, la propriété de rendre le bois plus étanche à l'air.

Insistons pour qu'on protège tout spécialement les bétons non-pleins ou caverneux qui ont une tendance accrue à se fissurer par dessiccation, ainsi que les dallages en ciment de laitier qui farinent en surface s'ils reçoivent un coup de soleil; raison de plus pour maintenir les uns et les autres particulièrement humides.

Quant aux enduits, leur desséchement rapide est encore plus redoutable que pour le béton, compte tenu de leur dosage en ciment beaucoup plus fort.



Il existe aussi un procédé plus moderne de lutte contre l'évaporation consistant à étaler par pulvérisation à la surface du béton une mince pellicule relativement imperméable. Les produits utilisés à cet effet contre l'évaporation sont des dérivés du pétrole désignés dans les pays anglo-saxons sous le nom de curing-compounds ⁽¹⁾.

Bien qu'en principe leur durée de vie soit de six à huit jours et qu'au delà de ce délai ils

disparaissent sans laisser la moindre trace, ces produits passés en couche très fine peuvent, par accident, disparaître au bout d'un temps beaucoup plus bref, parfois même au bout de quelques heures.

Comme on ne peut s'en apercevoir en œuvre et qu'on court le risque, se croyant protégé, de ne pas prendre les précautions classiques contre l'évaporation, il est prudent de les faire examiner en laboratoire afin de savoir s'ils conserveront leurs propriétés assez longtemps.

ATTENTION AUX CEMENTS FRAIS

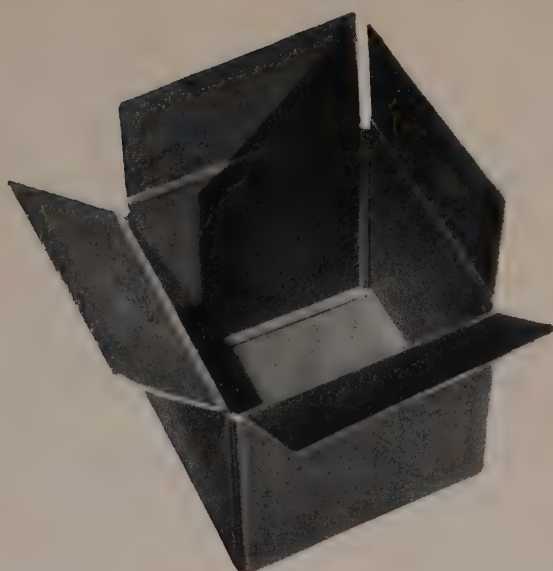
L'été étant une période de forte consommation de ciment, il est rare d'avoir à sa disposition de grandes quantités de ciment siloté; on utilisera alors un liant juste sorti d'usine. On incrimine souvent ces ciments trop frais et on leur attribue notamment des raidissements prématurés.

La gâchée paraissant d'un coup trop « raide » le chef de chantier a l'impression de ne pas avoir assez mouillé. Il rajoute donc de l'eau qui provoque les ennuis bien connus de manque de compacité, de retrait important, de baisse de résistance, etc.

Il importe donc d'être averti de l'apparition possible de ces raidissements anormaux et de ne pas réagir en mouillant.

Afin de résoudre cette question du raidissement prématuré une étude est en cours dont les résultats seront communiqués dans une note ultérieure.

⁽¹⁾ Curing-compounds (Produits contre l'évaporation) : Barra — Antisol — Ritecure — Cimphil-Rose — Lanco-Covercem, etc... Le prix de ces produits oscille entre 15 et 30 F au mètre carré.



A gauche l'un des moules cylindriques montre l'enroulement en spirale. Ci-dessus un moule cubique de fabrication récente.

Les MOULES en CARTON

POUR LES ÉPROUVETTES DE BÉTON

Depuis longtemps déjà les Américains utilisent des moules en carton paraffiné pour confectionner des éprouvettes cylindriques de béton destinées aux essais.

Le faible prix d'achat de ces moules et leur commodité d'emploi ont incité quelques pays d'Europe à les utiliser.

En France, certains cartonniers ont déjà réalisé quelques petites séries d'abord dans la forme cylindrique et, depuis peu, dans la forme cubique traditionnelle dans notre pays.

**Que peut-on dire de positif sur ces moules ?
Qu'attend-on des études entreprises à leur sujet ?**

QUELQUES AVANTAGES

Le prix peu élevé des moules en carton doit inciter le chantier à ne pas lésiner sur leur nombre alors qu'un moule métallique cubique de bonne qualité est relativement cher.

Par ailleurs les sujétions d'entretien et de démoulage n'existent pratiquement pas pour les nouveaux moules qui en outre demandent beaucoup moins de précautions lorsqu'on les mani-

pule. Notons aussi leur légèreté et leur imperméabilité. Enfin la perte d'eau des éprouvettes dans ces moules est extrêmement faible, ce qui assure une plus grande régularité des conditions de conservation.

Si les cartonniers français ne réalisèrent d'abord que des cartonnages cylindriques, ils se sont mis aujourd'hui à la spirale qui permet de détacher très facilement le moule du béton.

Quelques indications :

— Cube métallique de bonne qualité, avec fond : 9 000 F environ ;

— Moule en carton cylindrique : 120 F environ ;

— Moule en carton cubique : 60 F environ.

QUESTIONS ET RÉPONSES

Dans une précédente note nous posions les questions suivantes auxquelles les études menées depuis lors permettent déjà de répondre :

1. Le moule en carton convient-il aux bétons secs français (d'ordinaire le béton américain est mou et plastifié) ?

— Oui, il convient fort bien, toutefois il est prudent à l'heure actuelle de s'en tenir à des éprouvettes de petites dimensions : cubes de 14×14 et cylindres de 15×30 .

2. Quel est le comportement du tube de carton pendant la mise en place du béton par vibration ?

— Il se comporte très bien sur table vibrante ou aux aiguilles vibrantes, par contre on ne peut pas, comme sur chantier, appliquer sur la paroi du moule une taloche vibrante, ce qui maltraiterait trop le carton. Tous les autres moyens de mise en place restent valables.

3. De quelle façon l'essai de compression sera-t-il réalisé de manière pratique ?

— On peut laisser le carton ou l'enlever, les deux méthodes sont également commodes.

4. Quelle manière d'opérer faudra-t-il adopter : employer le moule tel que ou le raidir par un contre-moule en acier.

— En petites dimensions le contre-moule se révèle inutile, mais il peut être éventuellement souhaitable de l'adopter pour des études de recherche.

5. Le moule est-il suffisamment indéformable dans les conditions habituelles de manipulation sur un chantier ?

— Comme il n'a encore été fait que des études de laboratoire nous souhaiterions connaître l'opinion du chantier sur ce point particulier.



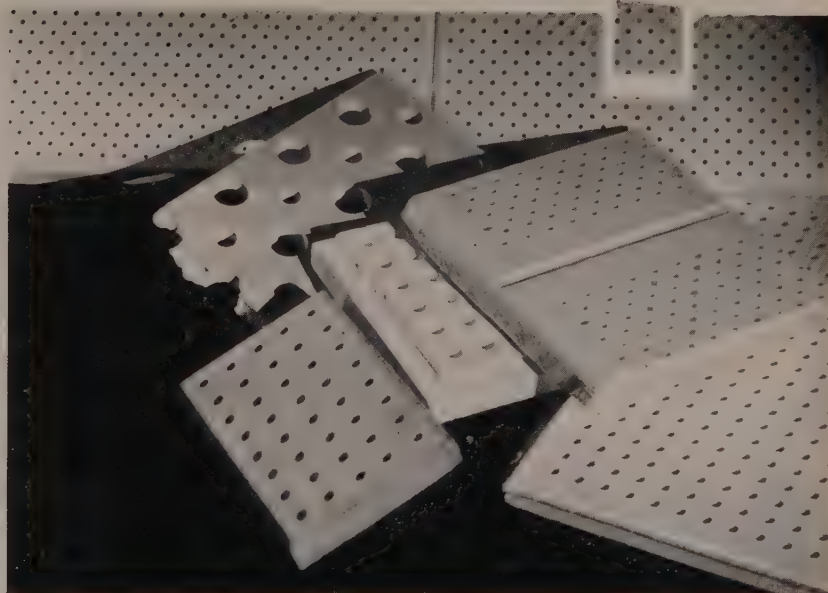
Les premières études étant extrêmement encourageantes il serait bon de continuer sur les nouveaux modèles fabriqués et de recevoir les avis du chantier.

Ce problème est encore loin d'être épuisé et nous aurons besoin d'y consacrer de nouvelles notes.



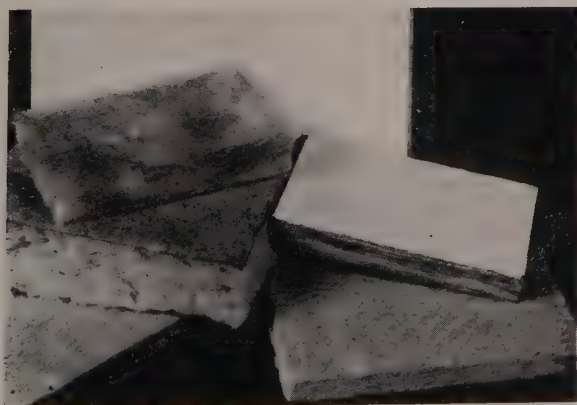
Qu'est-ce qu'un

matériau d'INSONORISATION



— « Notre matériau a, en outre, des propriétés exceptionnelles d'isolation acoustique ».

— « Nos revêtements acoustiques sont également d'excellents isolants contre le froid » disent les prospectus publicitaires.



« Je ne sais plus qui croire, téléphonent entrepreneurs, architectes au Service " S. V. P. Bâtiment " (*) tous les matériaux nouveaux sont d'excellents isolants parce qu'ils sont légers et cependant les immeubles n'ont jamais été si sonores qu'aujourd'hui ».

Regardons tout d'abord de quels matériaux il s'agit :

Il y a des carreaux ou panneaux de 2 à 3 cm d'épaisseur dont la surface est percée de petits trous et dont le corps est en plâtre ou en aggloméré végétal ou en laine de verre sur un parement de métal mince.

Il y a aussi des feuilles souples dont l'épaisseur va jusqu'à 1 cm, en aggloméré ou en plastique et d'autres plus épaisses où la laine de verre et le liège expansé sont maintenus par du papier fort.

(*) Tél. POIncarré 25-25 de 16 à 19 Leures.

Il y a encore des matériaux plus robustes, capables de constituer une cloison, souvent liés au ciment ou au plâtre, parfois évidés de façon à ménager des lames d'air intérieures. Presque tous ces matériaux ont en commun d'être légers et d'avoir une structure plus ou moins alvéolaire.

Il est trop communément admis que pour étouffer un bruit il suffit d'appliquer un de ces matériaux sur le plafond ou sur les murs, du côté d'où vient le bruit. Disons tout de suite qu'à procéder ainsi on a 90 chances sur 100 de n'obtenir aucun résultat.

C'est que chaque cas exige une solution particulière et nous essaierons, dans des notes ultérieures, d'en présenter quelques-unes.

Voici la première, c'est la plus simple, elle est relativement peu coûteuse, sans risque, mais elle est presque strictement limitée au cas illustré comme suit :

**VOUS AVEZ
A RÉDUIRE
LES BRUITS
DANS LA PIÈCE
MÊME
OU ILS SONT
PRODUITS**

C'est un cas qui se présente peu dans les immeubles d'habitation, mais très souvent dans les locaux industriels et commerciaux et dans les lieux ouverts au public.

C'est ici qu'il convient d'appliquer sur les murs et le plafond la première classe des produits que nous avons énumérés et que l'on trouve dans le commerce sous le nom d'absorbants acoustiques. Ces surfaces perforées recevront une grande part des bruits et, au lieu de les répercuter, les absorberont et les étoufferont, en sorte que les personnes se trouvant dans la pièce ne recevront plus que la petite part du bruit provenant directement des sources bruyantes, ce qui constitue une amélioration beaucoup plus sensible qu'on ne croit.

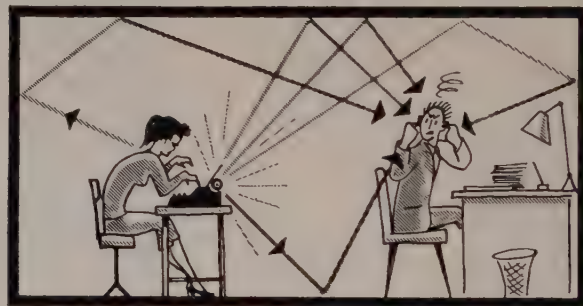
Ce procédé est presque toujours efficace mais l'excès en cette matière peut être aussi un mal

et l'on constate qu'une pièce qui serait entièrement recouverte de matériaux absorbants sur toutes ses faces serait extrêmement désagréable à habiter.

En fait il s'agit le plus souvent, non pas de petites pièces comme sur notre dessin, mais de grandes salles où de nombreuses personnes travaillent, parlent ou manœuvrent des machines bruyantes, et la tentation est grande d'employer une autre solution qui consiste à entourer certains postes bruyants de cloisons légères, fixes ou mobiles.

Cette solution peut être excellente si elle est bien étudiée, mais alors que la première est toujours efficace, la seconde peut ne pas l'être et il est prudent de demander le concours d'un spécialiste acousticien.

C'est qu'en effet on a remplacé un problème simple (et l'on peut même dire le seul problème



simple de l'acoustique des bâtiments) par un problème complexe et difficile.

Le problème est toujours relativement simple lorsqu'une paroi (mur, cloison, ou plafond) ne s'interpose pas entre la zone à protéger et la source du bruit. Il devient complexe dès que ces parois elles-mêmes entrent en vibration et transmettent des bruits.

Il ne suffit plus alors d'absorber le bruit en surface, il faut encore l'étouffer à l'intérieur même des cloisons, des planchers ou des plafonds, opposer des barrières à sa transmission. C'est ici que trouvent leur place les autres matériaux acoustiques que nous avons cités, mais leurs qualités propres (densité, élasticité, structure) sont sans effet si elles sont employées à contresens ou si on laisse subsister à côté des barrières des zones de passage détourné (conduites métalliques, poutrelles en béton, etc...).

Hormis donc les matériaux absorbants dans le seul cas (ou presque) où ils s'appliquent, il n'existe pas de bons ou mauvais matériaux acoustiques, mais seulement des solutions d'iso-

lation bien ou mal adaptées au problème posé. Or, ces problèmes sont très variés et nous essaierons d'en sélectionner quelques-uns qui sont typiques ou fréquents.

Les matériaux absorbants sont très divers, tant par leur nature que par leurs prix.

Ces derniers varient de 600 à 9 000 F au mètre carré et l'efficacité n'est évidemment pas toujours proportionnelle au prix.

Le choix est donc affaire subtile et l'on doit savoir adopter la solution adéquate, compte tenu des bruits à étouffer et du prix des absorbants. La nature des matériaux qui constituent ces produits varie largement comme l'indique la liste suivante :

- Dalles perforées en fibre de bois brute;
- Fibre de bois ciment;
- Panneau mixte : amiante et matelas absorbant;
- Bois synthétique et matelas absorbant;
- Métal et matelas absorbant;
- Staff perforé doublé d'un matelas absorbant;
- Fibre de bois ou chaume aggloméré;
- Panneau plâtre perforé avec tapis varech;
- Panneau plâtre perforé sans tapis varech.

SUPPLÉMENT AUX ANNALES DE L'INSTITUT
TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX
PUBLICS N^{os} 115-116, JUILLET-AOUT 1957

Le Directeur-Gérant : P. GUÉRIN.

4257-7-8-57. Typ. FIRMIN-DIDOT et C^{ie}, Mesnil (Eure).
Dépôt légal : 3^e trim. 1957.

CATALOGUE DES NORMES FRANÇAISES ÉDITION 1957

Le catalogue 1957 des normes françaises vient de paraître.

Il y est répertorié plus de 4 500 documents français de normalisation intéressant les domaines les plus divers.

Ces 4 500 documents, dont le volume varie d'une à plus de cent pages, constituent une documentation sans pareille pour tous ceux qui, habituellement ou occasionnellement, ont à connaître des caractéristiques techniques des produits français ou des méthodes d'essai propres à apprécier leur aptitude à l'emploi.

Mais, mieux encore qu'une documentation, ces 4 500 documents constituent une source particulièrement efficace de plus-value de production pour les entreprises qui les prennent en considération dans leurs approvisionnements ou leurs fabrications.

Une entreprise, quelle qu'elle soit, qui entreprend un effort de rationalisation de ses méthodes de fabrication ou de ses approvisionnements avec le double but d'abaisser les prix de revient et d'augmenter la qualité de ses productions trouve dans la collection des normes françaises des éléments de base à la solution des problèmes techniques qui se posent à elle.

Le Catalogue des Normes Françaises homologuées 1957 diffusé par l'AFNOR, 23, rue Notre-Dame-des-Victoires, Paris (2^e).

376 pages 21 × 27 cm — Prix : 1 000 F (frais d'envoi non compris).

Envoi par retour du courrier sur simple demande.

REVÊTEMENTS DE SOLS

Il manquait en France une revue entièrement consacrée aux revêtements de sols.

Ce problème se pose chaque jour à tant de personnes dans de nombreux domaines qu'il fallait mettre à leur disposition une publication destinée à les informer de tous les revêtements de sols avec leurs caractéristiques exactes, indications et contre-indications, mode de pose, prix de revient, etc...

Dans chaque numéro, en plus d'articles documentaires et d'études dues à des techniciens, paraîtront plusieurs fiches techniques présentant tous les matériaux actuellement utilisés.

Son Rédacteur en Chef Charles Rambert, Architecte D. P. L. G., des plus compétents en cette matière, assure à cette nouvelle revue une rédaction de qualité.

« Revêtements de Sols » est éditée par « L'Architecture Française ».

Revue trimestrielle, le numéro : 250 F — L'abonnement d'un an : 1 000 F.

14, rue de l'Université, Paris (7^e). BAB 25-90 — C. C. P. 2548-48.

GUIDE PRATIQUE POUR L'EMPLOI DU CONTREPLAQUÉ EXTÉRIEUR

Le Centre Technique du Bois vient de publier un « Guide pratique pour l'emploi du contreplaqué extérieur » rédigé par ses ingénieurs en liaison avec sa Commission Professionnelle des Bois Contreplaqués.

Ce nouveau Guide se présente comme le « Guide pratique pour l'emploi du contreplaqué-coffrage », sous la forme d'un livret cartonné format de poche (11,5 × 17,5 cm).

Il comprend d'abord des conseils pour la mise en œuvre du matériau; viennent ensuite quelques pages de croquis destinés à montrer aux utilisateurs les divers modes de réalisation des joints étanches, différents procédés pratiques pour la fixation des panneaux et la construction de parois en contreplaqué.

En annexe on trouve les spécifications de la Marque de Qualité de Contreplaqué C.T.B.X.

On peut se procurer ce Guide au Centre Technique du Bois, 2, rue de la Michodière, Paris (2^e) : participation aux frais d'impression : 115 F. Envoi franco contre versement de 130 F au Compte de Chèques Postaux du C. T. B. Paris 6670-29 en précisant que l'on désire l'envoi du « Guide pratique pour l'emploi du contreplaqué extérieur ».

BATIR

REVUE TECHNIQUE DE LA FÉDÉRATION NATIONALE DU BATIMENT ET DES ACTIVITÉS ANNEXES
PUBLIÉE AVEC LE CONCOURS DE L'INSTITUT TECHNIQUE ET DES LABORATOIRES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS

SOMMAIRE

N° 68

Les facéties de la T.V.A., ou l'histoire du bœuf aux carottes.

GROS ŒUVRE

— Comment choisir un agrégat ?
Pratique du contrôle sur le chantier.

BOIS

— La protection du bois contre le feu.

PEINTURE ET DÉCORATION

— Problèmes d'actualité.

MÉTAL

— Maison d'habitation collective en acier.

LA CHRONIQUE APROBA

— Productivité sans chronomètre.

NOUVEAUTÉS BREVETÉES

— Chauffage.

La construction en Union Soviétique.
Vitruve, ou le testament de l'architecture antique.

« Pour gagner de l'argent... »

LE CARNET DE L'APROBA (MATÉRIEL D'ENTREPRISE)

— La pierre, matériau neuf.

DE LA TECHNIQUE AU DROIT

— L'arbitrage. Son régime juridique, ses possibilités, ses limites (1)

— Fiches bibliographiques.

— Les films du bâtiment.

— Échos et informations.

JUIN

1957

Prix du numéro 300 F

SPÉCIMEN GRATUIT SUR DEMANDE BATIR — 33, avenue Kléber, PARIS XVI^e

Abon. d'un an : 2 500 F (Neuf numéros)

Une collection nouvelle

CAHIERS DE LA RECHERCHE THÉORIQUE ET EXPÉRIMENTALE sur les matériaux et les structures

VIENT DE PARAÎTRE

RÉSISTANCE AU GEL DU BÉTON JEUNE par T.-C. POWERS

Traduction de la conférence prononcée au colloque RILEM
« Bétonnage en hiver »
Copenhague, février 1956

Cahier n° 4

60 pages, format 13,5 × 22 cm, avec 5 figures
Prix 600 F l'exemplaire broché (franco port 635 F).

Cette étude traite de la mécanique du gel; le conférencier examine les quatre différents modes théoriques de gel possibles dans un milieu poreux, et les phénomènes qu'ils peuvent provoquer; il en fait l'application au gel de l'eau dans les bétons.

La détérioration du béton durci est causée par la pression hydraulique provoquée par le gel de l'eau. Si le béton n'est pas saturé, il y a toujours des vides qui ne sont pas complètement remplis d'eau et qui permettent à la glace de se dilater (degré critique d'absorption). La pression produite par le gel est d'autant plus faible que les vides sont uniformément répartis dans la masse, mais la formation de glace chasse l'eau vers l'intérieur non gelé et la pression est d'autant plus élevée que la résistance au cheminement dans les capillaires est plus grande (profondeur critique de saturation — rupture du squelette). M. POWERS développe en détail toute cette théorie.

Grâce aux entraîneurs d'air, on peut réaliser un béton résistant au gel (à un grand nombre de cycles de gel et de dégel). Toutefois, l'auteur fait remarquer que ce n'est pas le volume d'air entraîné qui importe, mais surtout la bonne répartition des bulles dans la masse. Par ailleurs, le béton sera d'autant mieux protégé contre le gel que les agrégats ne seront pas gélifs car l'entraîneur d'air n'améliore pas les agrégats à ce point de vue.

DÉJÀ PARUS :

Cahier n° 1

LE PROBLÈME DE BOUSSINESQ

par HJALMAR GRANHOLM, Professeur au Chalmers Tekniska Hogskola, Goteborg, Suède.
24 pages, format 14,5 × 21 cm, avec 6 figures.
Prix 300 F l'exemplaire broché (franco port 320 F).

Cahier n° 2

ÉTUDES DU RETRAIT DU BÉTON SOUS LE CLIMAT DE L'AFRIQUE DU NORD

par J. DELARUE, Directeur et R. BERTHIER, Ingénieur au Laboratoire public d'essais et d'études de Casablanca.
40 pages, format 15 × 21 cm, avec 5 planches.
Prix 450 F l'exemplaire broché (franco port 470 F).

Cahier n° 3

LA THERMO-OSMOSE

par P. HABIB, ancien élève de l'École Polytechnique, Docteur ès-sciences de la Faculté de Paris, et F. SOEIRO, Ingénieur de l'Institut Supérieur Technique de Lisbonne.
68 pages, format 21 × 27 cm, avec 28 dessins et 3 photographies.
Prix 900 F l'exemplaire broché (franco port 950 F).

En vente à La Documentation Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 6, rue Paul-Valéry, Paris (16^e). — Tél. : Kléber 48-20 C. C. P. Paris 8524-12.